

DEPOSIÇÃO DE REJEITADOS ESPESSADOS. CARATERIZAÇÃO EXPERIMENTAL E MODELAÇÃO NUMÉRICA

NUNO PEREIRA RAPOSO

PROGRAMA DOUTORAL EM ENGENHARIA CIVIL (PRODEC)

ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Dissertação submetida para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

SETEMBRO DE 2016

DEPOSIÇÃO DE REJEITADOS ESPESADOS. CARATERIZAÇÃO EXPERIMENTAL E MODELAÇÃO NUMÉRICA

NUNO PEREIRA RAPOSO

PROGRAMA DOUTORAL EM ENGENHARIA CIVIL (PRODEC)

ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Milton Topa Gomes

Coorientador: Professor Doutor António J. P. Viana Da Fonseca

SETEMBRO DE 2016

Caminante, no hay camino, se hace camino al andar

Ant3nio Machado

Índice Geral

RESUMO	V
ABSTRACT	VII
AGRADECIMENTOS	IX
ÍNDICE DO TEXTO.....	XI
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XVII
ÍNDICE DE QUADROS	XXXIII
SIMBOLOGIA.....	XXXV
1 - INTRODUÇÃO.....	1
2 - ESTADO DA ARTE	5
3 - DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO	59
4 - CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL – PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS, METODOLOGIAS DE ENSAIO E ÍNDICES FÍSICOS	89
5 - CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL – CURVAS DE RETRAÇÃO E RETENÇÃO, CONSOLIDAÇÃO, COMPRESSIBILIDADE E PERMEABILIDADE	111
6 - CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL – ENSAIOS TRIAXIAIS	159
7 - CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL – COLUNAS DE SEDIMENTAÇÃO E DE SECAGEM.....	211
8 - MODELAÇÃO NUMÉRICA	259
9 - CONSIDERAÇÕES FINAIS	287
ANEXO A - ENSAIOS CPTU	295

ANEXO B - ENSAIOS EDOMÉTRICOS DE ROWE.....	307
ANEXO C - CÓDIGO FONTE	313
ANEXO D – RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES.....	331
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	341

Resumo

Independentemente do nível de desenvolvimento do país em causa, a atividade mineira é um dos grandes pilares da respetiva economia. No entanto, e apesar da enorme importância deste setor, em muitos casos os custos ambientais são demasiado elevados e nem sempre devidamente considerados. A gestão dos rejeitados é um problema grave e que tem de ser analisado de forma conscienciosa.

Ao debruçar-se sobre os rejeitados mineiros espessados, este trabalho pretende ser um contributo para a compreensão do comportamento deste tipo de materiais. Desta forma, poderá favorecer uma gestão mais eficiente, e ambientalmente sustentável, dos depósitos de rejeitados.

Na primeira parte do trabalho, faz-se uma introdução generalista aos rejeitados mineiros, explicando como são produzidos, processados e depositados. Tecem-se considerações acerca dos diversos métodos de deposição, analisando as respetivas vantagens e desvantagens. Segue-se uma revisão bibliográfica onde se abordam as principais teorias científicas explicativas do comportamento dos rejeitados, que termina com uma apresentação sumária dos principais modelos numéricos aplicáveis aos rejeitados.

Na segunda parte do trabalho, descreve-se o caso de estudo, a Instalação de Rejeitados de Cerro do Lobo, localizada no município alentejano de Castro Verde. Apresentam-se as principais características da exploração mineira e do depósito de rejeitados, incluindo a sua evolução histórica. É dada especial atenção à transição da deposição convencional para a deposição de rejeitados espessados. Termina-se a segunda parte descrevendo, qualitativamente os métodos e técnicas usadas para controlo e monitorização contínua da deposição.

A terceira parte é dedicada à caracterização laboratorial dos rejeitados, onde se pretende identificar quais as propriedades mais relevantes e como se determinam: descreve-se como foram obtidas, classificadas e armazenadas as amostras; identificam-se os diferentes tipos de rejeitados estudados e suas especificidades; apresentam-se as metodologias de ensaio utilizadas, com especial destaque para as técnicas de preparação de amostras; descrevem-se os equipamentos e os procedimentos utilizados. Além dos ensaios de identificação (densidade das partículas, granulometria e limites de Atterberg), realizaram-se os seguintes ensaios: determinação da curva de retenção; determinação da curva de retração; ensaios de compressibilidade (edométrico clássico e de Rowe); ensaios triaxiais saturados e não saturados; ensaios em colunas de sedimentação e ensaios em colunas de secagem.

A parte final do trabalho é dedicada à descrição do programa de cálculo automático que se desenvolveu. Tal programa tem como principal objetivo determinar o índice de vazios e o peso volúmico seco ao longo de toda a possança do depósito. O conhecimento do índice de vazios é fundamental para as análises de estabilidade pois condiciona a resistência e, sobretudo, o potencial de liquefação. O conhecimento do peso volúmico seco é também muito importante pois permite aferir a capacidade mássica do depósito de rejeitados.

PALAVRAS-CHAVE: rejeitados mineiros espessados, consolidação, resistência ao corte, comportamento não saturado, colunas de sedimentação e secagem.

Abstract

Regardless of the country's development level, the mining industry will always be one of the pillars of its economy. However, despite the great importance this sector may have, in many cases the environmental costs are too high and not always properly considered. The management of mine tailings facilities is a major issue that needs to be addressed accordingly.

By looking into thickened mine tailings, this work intends to provide an input into the understanding of the behaviour of such materials and thus contribute to a more efficient and environmentally sustainable management of tailings deposits.

The first segment of this work consists of a general introduction of the mine tailings. It is explained how they are produced, processed and deposited. Following this, some considerations regarding deposition methods are made, including its advantages and disadvantages. Following, there is a literature review about the main scientific theories explaining the tailings behaviour, ending with a short description of the most relevant numerical codes on the subject.

The second part describes the case study, Cerro do Lobo's tailings management facility, located in the municipality of Castro Verde, in the south of Portugal. The main characteristics of the mine site and the tailings deposited are presented, including its historical evolution. Special regard is made into the transition from conventional slurry deposition to thickened deposition. This part ends with a qualitative description of the methods and techniques used to continuously monitor and control the deposition.

The third part focuses on the tailing's lab tests, where the most relevant properties are identified and then determined: it is described how the tailings were obtained, classified and stored; types of tailings and their specificities are identified; the used testing methodologies are presented, emphasizing the samples preparation techniques; and finally the equipment and testing procedures are described. Besides index testing (specific gravity, particle size distribution and Atterberg limits) the following tests were performed: determination of the shrinkage curve; determination of the soil water characteristic curve; oedometer tests; Rowe oedometer tests; saturated and unsaturated triaxial tests; slurry consolidation tests; and finally drying columns tests.

The final part is dedicated to the description of the numerical code, developed with the main purpose of calculating the void ratio and the dry unit weight along the height of the deposit. Knowing the void ratio is fundamental to the stability analysis because it affects the tailings strength as well as the potential for liquefaction. Knowing the dry unit weight is also very important because it allows assessing the mass capacity of the tailings deposit.

KEYWORDS: thickened mine tailings, consolidation, shear strength, undrained behaviour, settling and drying columns.

Agradecimentos

Guardo no meu coração um conjunto, quase infinito, de palavras que traduzem o elevado apreço pelas pessoas que me incentivaram e ajudaram a concretizar este trabalho de dissertação.

Em primeiro lugar, quero agradecer ao Professor António Topa Gomes, orientador científico deste trabalho, o empenho, a disponibilidade total, a ajuda preciosa, as brilhantes sugestões e o extraordinário trabalho de orientação e revisão. Agradeço-lhe também a amizade, os sábios conselhos e o apoio quando a vida pessoal parecia correr contra o vento.

Ao Professor António Viana da Fonseca, coorientador científico deste trabalho, por todo o conhecimento que me transmitiu. Na qualidade de Diretor do Laboratório de Geotecnia da FEUP, agradeço-lhe todos os meios que colocou à minha disposição para a realização de ensaios.

Ao Eng.º Ricardo Bahia, por despertar em mim o interesse nos rejeitados mineiros, pelas inumeráveis horas de proveitosas discussões, pela insaciável curiosidade e pela generosidade com que me apoiou.

Ao Eng.º Rui Lopes, pelos infindáveis conhecimentos transmitidos e por me ter posto em contacto com alguns dos maiores especialistas mundiais em rejeitados mineiros.

To PEng. Mike Jefferies, for sharing his vast experience and knowledge on thickened mine tailings, for the guidance and informal supervision, for the unconditional support since the beginning of this work and for letting me use his numerical code as a starting point.

To Dr. Dawn Shuttle, for her availability and huge help handling the math behind the numerical modelling of the consolidation.

To Dr. Roberto Olivera, for everything he taught me about lab tests, being so friendly and patient after all my questions, for the books he gave me, for making me feel at home in Vancouver, for the road trip to Whistler and for the NK'MIP.

Ao Eng.º Pedro Santos e Eng.º Eduardo Afonso, pelo apoio incondicional na realização dos ensaios laboratoriais.

Ao Dr. Fernando Junqueira, pela calorosa receção em Mississauga, pela generosidade como partilhou o seu trabalho e pelos inúmeros conselhos sobre como realizar os ensaios com as colunas de secagem.

Ao Eng.º Miguel Guimarães, pelo apoio, pela acutilância da sua curiosidade e pelo brilhantismo com que é capaz de resolver qualquer problema.

Aos Professores Luís Fernando Martins e José Couto Marques, pela forma cuidada como analisaram o Projeto de Tese de Investigação e pelas valiosíssimas sugestões.

Ao Eng.º Marco Filipe e ao Marco Vinhanova, colaboradores do Laboratório de Geotecnia da ESTGV, pela disponibilidade com que me ajudaram na realização dos ensaios edométricos.

Ao colega de trabalho e amigo Eng.º João Marado pelas muitas horas de debate e partilha de conhecimento.

À Liliana Costa, de quem fui orientador de mestrado, pela brilhante dissertação, pela curiosidade e pela forma como me fez refletir sobre vários aspetos do comportamento dos rejeitados.

A toda a equipa do Laboratório de Geotecnia da FEUP em especial: ao Senhor Armando Pinto, pela disponibilidade, sabedoria e pela forma brilhante como consegue encontrar solução para todos os problemas; à Eng.^a Daniela Coelho, pelo conhecimento, a disponibilidade e pela generosa e preciosa ajuda na realização dos ensaios; à Eng.^a Janine Figueiredo pelo apoio na realização dos ensaios triaxiais não saturados; à Eng.^a Cláudia Pinto por estar sempre pronta a ajudar.

À Somincor, na pessoa da Eng.^a Mafalda Oliveira, pela oportunidade de usar a Instalação de Resíduos de Cerro do Lobo como caso de estudo.

À Golder Associates Portugal, na pessoa do seu diretor Eng.^o Ricardo Bahia, por todos os meios que colocou ao meu dispor.

Ao Instituto Politécnico de Viseu, pelo apoio financeiro prestado no âmbito do programa PROFAD.

À Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu e ao Departamento de Engenharia Civil pelas facilidades concedidas, em especial, no período final de escrita da dissertação. Aos colegas do DEC, com quem tenho o prazer de trabalhar.

Aos colegas Cândido Freitas e Fabrizio Panico, com quem tive o prazer de partilhar o espaço de trabalho, pela amizade e companheirismo.

Aos amigos Bruno Coutinho e Manuel Pereira, sempre prontos para me incentivar. Ao amigo Alberto Teixeira pela insistência e pelas inúmeras vezes que me perguntou “está pronto?”

E, por fim, agradeço à Cristina e aos meus filhos Martim e Daniel, pelos abraços calorosos e sorrisos rasgados com que sempre me receberam à chegada a casa.

Índice do texto

1 - INTRODUÇÃO

1.1	Motivação.....	1
1.2	Enquadramento do tema	1
1.3	Objetivos da dissertação.....	2
1.4	Organização da dissertação	3

2 - ESTADO DA ARTE

2.1	Introdução	5
2.2	Produção de rejeitados	5
2.3	Espessamento e transporte de rejeitados	7
2.4	Barragens e rejeitados.....	10
2.4.1	Método de montante.....	11
2.4.2	Método de jusante	11
2.4.3	Método da linha de centro	12
2.5	Deposição de rejeitados	12
2.5.1	Deposição convencional.....	12
2.5.2	Deposição de rejeitados espessados, pasta e rejeitados filtrados	14
2.5.3	Deposição subterrânea	15
2.6	Vantagens e inconvenientes da utilização de rejeitados espessados.....	15
2.7	Comportamento dos rejeitados após deposição	17
2.7.1	Sedimentação e consolidação sob peso próprio.....	20
2.7.2	Secagem e comportamento não saturado	27
2.7.3	Consolidação de solos não saturados.....	48
2.8	Cálculo automático	49
2.8.1	CONDES	50
2.8.2	CODE-BRIGHT.....	50
2.8.3	HYDRUS.....	52
2.8.4	SVOFFICE	53
2.8.5	GeoStudio	54
2.8.6	Apreciação global	56

3 - DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO

3.1	Introdução	59
3.2	Produção	62
3.2.1	Extração	62
3.2.2	Processamento	63
3.2.3	Barragem de rejeitados de cerro do lobo	65
3.2.4	Evolução histórica da deposição	69
3.3	Espessamento, transporte e deposição de rejeitados	74
3.4	Controlo da deposição	78
3.4.1	Monitorização de cotas de deposição	78
3.4.2	Balanços de massa de material depositado	79
3.4.3	Monitorização da evolução da consolidação	79
3.4.4	Monitorização da estabilidade dos diques de contenção	80
3.4.5	Monitorização da evolução <i>in situ</i> da densidade e índice de vazios	81
3.4.6	Monitorização da evolução geoquímica	83
3.4.7	Monitorização dos ângulos de deposição.....	83
3.5	Encerramento do depósito de rejeitados	84
3.6	Clima	85
3.7	Especificidades do caso de estudo.....	86

4 - CARATERIZAÇÃO DO MATERIAL – PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS, METODOLOGIAS DE ENSAIO E ÍNDICES FÍSICOS

4.1	Introdução	89
4.2	Amostragem	91
4.2.1	Localização e acesso aos pontos de recolha	91
4.2.2	Metodologia de amostragem	93
4.2.3	Manuseamento e armazenamento das amostras	95
4.2.4	Qualidade das amostras	97
4.2.5	Variação do índice de vazios	99
4.3	Metodologias de ensaio	100
4.3.1	Propriedades determinadas.....	100
4.3.2	Amostras indeformadas e amostras reconstituídas.....	101
4.3.3	Preparação de amostras reconstruídas por sedimentação.....	101
4.4	Propriedades básicas.....	104
4.4.1	Densidade das partículas sólidas	104
4.4.2	Granulometria	106

4.4.3	Limites de Atterberg.....	109
-------	---------------------------	-----

5 - CARATERIZAÇÃO DO MATERIAL – CURVAS DE RETRAÇÃO E RETENÇÃO, CONSOLIDAÇÃO, COMPRESSIBILIDADE E PERMEABILIDADE

5.1	Introdução	111
5.2	Curva de retração	111
5.3	Curva de retenção	114
5.3.1	Estimativa da curva de retenção	114
5.3.2	Métodos e técnicas para determinação da curva de retenção	119
5.3.3	Resultados experimentais	125
5.4	Consolidação e compressibilidade	134
5.4.1	Edómetro clássico	134
5.4.2	Edómetro com secagem.....	139
5.4.3	Edómetro de Rowe	143
5.5	Permeabilidade	152

6 - CARATERIZAÇÃO DO MATERIAL – ENSAIOS TRIAXIAIS

6.1	Introdução	159
6.2	Ensaio triaxiais em amostras reconstruídas	159
6.2.1	Equipamento.....	159
6.2.2	Deformabilidade elástica	162
6.2.3	Preparação de amostras	163
6.2.4	Execução dos ensaios.....	166
6.2.5	Medição do índice de vazios	166
6.2.6	Programa de ensaios.....	168
6.2.7	Resultados dos ensaios triaxiais em amostras reconstruídas	169
6.3	Ensaio triaxiais em amostras indeformadas	184
6.3.1	Preparação de amostras	184
6.3.2	Execução dos ensaios.....	186
6.3.3	Programa de ensaios.....	186
6.3.4	Resultados dos ensaios triaxiais em amostras indeformadas	188
6.4	Ensaio triaxiais em amostras não saturadas	194
6.4.1	Descrição do equipamento.....	194
6.4.2	Preparação dos provetes	196
6.4.3	Variação de volume nos ensaios triaxiais não saturados	196
6.4.4	Correção do volume em função do movimento do pistão	201

6.4.5	Correção da membrana	202
6.4.6	Programa de ensaios triaxiais não saturados	203
6.4.7	Resultados dos ensaios triaxiais em amostras não saturadas	204

7 - CARATERIZAÇÃO DO MATERIAL – COLUNAS DE SEDIMENTAÇÃO E DE SECAGEM

7.1	Introdução	211
7.2	Colunas de sedimentação	213
7.2.1	Procedimento de ensaio	213
7.2.2	Resultados	215
7.3	Colunas de secagem com uma camada	218
7.3.1	Procedimento experimental	218
7.3.2	Equipamento	219
7.3.3	Evaporação	221
7.3.4	Resultados: evaporação, exsudação e drenagem	222
7.3.5	Resultados: assentamentos	224
7.3.6	Resultados: grau de saturação	226
7.3.7	Resultados: índice de vazios	227
7.4	Colunas de secagem com várias camadas	228
7.4.1	Estudo paramétrico	232
7.4.2	Instrumentação	234
7.4.3	Procedimento experimental	243
7.4.4	Tendências observadas na coluna 2	245
7.4.5	Resultados do estudo paramétrico	250

8 - MODELAÇÃO NUMÉRICA

8.1	Objetivos da modelação numérica	259
8.2	Descrição do programa de cálculo	259
8.2.1	Resolução da equação diferencial da consolidação	262
8.2.2	Condições fronteira	264
8.2.3	Relação entre a compressibilidade e a tensão efetiva vertical	265
8.2.4	Taxa de deposição de rejeitados	267
8.2.5	Secagem e condição não saturada	268
8.3	Verificação e calibração do programa de cálculo	272
8.3.1	Seleção de locais representativos	272
8.3.2	Coeficiente de consolidação dos rejeitados	273
8.3.3	Modelação da Célula M2	275

8.4	Previsão da evolução dos rejeitados	284
-----	---	-----

9 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

9.1	Principais conclusões	287
9.2	Perspetivas de desenvolvimentos futuros	292

ANEXOS

ANEXO A - ENSAIOS CPTU	295
ANEXO B - ENSAIOS EDOMÉTRICOS DE ROWE	307
ANEXO C - CÓDIGO FONTE	313
ANEXO D – RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES	331

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	341
---	------------

Índice de figuras

2 - ESTADO DA ARTE

Figura 2.1 – Esquema geral dos processos de exploração de minério bruto, adaptado de Russo (2007).	6
Figura 2.2 – Espessamento de rejeitados, adaptado de Infomine (2012).	8
Figura 2.3 – Esquema de funcionamento de um espessador de rejeitados, adaptado de Srivastav (2013).	8
Figura 2.4 – Desenho esquemático de uma prensa de filtragem, adaptado de Thorne (1919).	9
Figura 2.5 – Métodos construtivos de construção de barragens de rejeitados por alteamentos sucessivos: a) método de montante; b) método da linha de centro; c) método de jusante, adaptado de State of Victoria (2006).	10
Figura 2.6 – Deposição convencional (Quarry Magazine, 2014).	13
Figura 2.7 – Deposição de diferentes tipos de rejeitados: a) rejeitados espessados (Tailings Info, 2014b); b) pasta (Palkovits, 2007).	14
Figura 2.8 – Evolução temporal de rejeitados recentemente depositados, adaptado de Dromer <i>et al.</i> (2004).	18
Figura 2.9 – Representação esquemática do processo de densificação dos rejeitados, adaptado de Salfate (2011).	20
Figura 2.10 – Representação esquemática do processo da sedimentação e consolidação sob peso próprio, adaptado de Salfate (2011).	23
Figura 2.11 – Representação esquemática da utilização de diferentes sistemas de coordenadas na consolidação: a) coordenadas eulerianas; b) coordenadas lagrangeanas; adaptado de Masala (1998). 25	
Figura 2.12 – Medição da pressão neutra durante a consolidação em função do sistema de coordenadas utilizado: a) coordenadas eulerianas; b) coordenadas lagrangeanas - adaptado de Masala (1998).	26

Figura 2.13 – Coeficiente de interação como função do índice de vazios, adaptado de Pane e Schiffman (1985).	27
Figura 2.14 – Definição dos limites de consistência ou de Atterberg (Matos Fernandes, 2011).	29
Figura 2.15 – Curva de retração típica (Costa, 2014).	29
Figura 2.16 – Exemplo típico da curva de retenção de um solo, adaptado de Fredlund e Xing (1994).	31
Figura 2.17 – Envolvente de rotura de um solo saturado.	35
Figura 2.18 – Envolvente de rotura de um solo não saturado.	35
Figura 2.19 – Interceção da envolvente de rotura de um solo não saturado com o plano τ versus $(u_a - u_w)$	37
Figura 2.20 – Projeções horizontais da envolvente de rotura de um solo não saturado com o plano τ versus $(\sigma - u_a)$, adaptado de Fredlund <i>et al.</i> (2012).	38
Figura 2.21 – Degradação da rigidez e níveis de deformação típicos dos ensaios laboratoriais e das obras geotécnicas, adaptado de Atkinson (2000).	40
Figura 2.22 – Exemplo da variação do coeficiente de permeabilidade com a sucção, adaptado de Gitirana <i>et al.</i> (2006).	42
Figura 2.23 – Relação entre a evaporação efetiva, E_E , e a evaporação potencial, E_P , como função da disponibilidade de água no solo (Wilson <i>et al.</i> , 1994).	44
Figura 2.24 – Relação entre evaporação/infiltração e a sucção na zona não saturada (Topa Gomes, 2009).	47

3 - DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO

Figura 3.1 – Localização do complexo mineiro de Neves-Corvo, adaptado de Google Earth 7.1 (2013b)	59
Figura 3.2 – Faixa Piritosa Ibérica (Golder Associates, 2007).....	60
Figura 3.3 – Esquema tridimensional da mina de Neves-Corvo (Olga Krelin Design, 2015)	61
Figura 3.4 – Método <i>cut & fill</i> : a) corte transversal, (Brady e Brown, 2006); b) esquema tridimensional (Hustrulid e Bullock, 2001).....	63
Figura 3.5 – Corte esquemático do corpo principal da barragem de Cerro do Lobo	66
Figura 3.6 – Planta geral da barragem do Cerro do Lobo, adaptado de Oliveira (2012).	67
Figura 3.7 – Vista aérea da barragem do Cerro do Lobo, adaptado de Cenor (2013).....	68
Figura 3.8 – Corte transversal tipo do corpo principal da barragem do Cerro do Lobo, adaptado de Golder Associates (2009b).	69
Figura 3.9 – Plano de divisão da albufeira em 15 células, através da construção de diques (Somincor, 2012).	71
Figura 3.10 – Vista aérea da barragem do Cerro do Lobo, imagem do <i>Google Earth</i> datada de 18-6-2011 (Google Earth 7.1, 2013a).....	72
Figura 3.11 – Construção de diques: a) transporte de escombros; b) basculamento e espalhamento com giratória; c) espalhamento com <i>bulldozer</i>	73
Figura 3.12 – Corte transversal esquemático de um dique.....	74
Figura 3.13 – Esquema da produção e transporte de rejeitados espessados.....	75
Figura 3.14 – Montagem do segundo espessador, à esquerda na imagem	76
Figura 3.15 – Limpeza de condutas	77
Figura 3.16 – Estacas graduadas para controlo da deposição: a) zona ativa; b) zona inativa, exposta ao ambiente durante dois meses - adaptado de Golder Associates (2011).....	78

Figura 3.17 – Marcas de assentamento: a) pormenor da marca de assentamento; b) marca de assentamento colocada sob o plano de água - adaptado de Golder Associates (2011).....	79
Figura 3.18 – Utilização de piezómetros do tipo <i>push-in</i> para avaliação da estabilidade: a) piezómetro acoplado a uma vara de extensão; b) cravação manual de piezómetro a partir da base de um dique - adaptado de Golder Associates (2011).....	80
Figura 3.19 – Recolha de amostras indeformadas sobre rejeitados moles: a) criação de plataformas de trabalho para acesso aos rejeitados; b) cravação manual de amostradores - adaptado de Golder Associates (2011).	81
Figura 3.20 – Recolha de amostras indeformadas sobre rejeitados ressequidos: a) cravação de amostradores na face de uma fissura vertical; b) cravação de amostrador a partir da superfície e recolha de blocos talhados.....	81
Figura 3.21 – Determinação do volume de blocos talhados: a) revestimento com parafina líquida; b) imersão em água; c) preenchimento do volume do recipiente; d) pesagem em estufa para determinar o teor em água.	82
Figura 3.22 – Monitorização geoquímica: a) camada superficial de rejeitados oxidados; b) recolha de amostras com amostrador do tipo meia cana - adaptado de Golder Associates (2011).....	83
Figura 3.23 – Equipamento utilizado para levantamento topográfico da superfície do material depositado.....	84
Figura 3.24 – Sistema de cobertura de rejeitados, adaptado de Golder Associates (2009a).	85
Figura 3.25 – Evolução climática no local do depósito de rejeitados.....	86

4 - CARATERIZAÇÃO DO MATERIAL – PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS, METODOLOGIAS DE ENSAIO E ÍNDICES FÍSICOS

Figura 4.1 – Representação esquemática do estado da Barragem de Cerro do Lobo no final de 2014.	90
Figura 4.2 – Localização dos pontos de recolha de amostras.....	92
Figura 4.3 – Esquema da realização de ensaios CPTU e da recolha de amostras a partir de um dique.	92
Figura 4.4 – Esquema da realização de ensaios CPTU e da recolha de amostras no interior das células utilizando plataformas de trabalho provisórias.	93
Figura 4.5 – Amostrador Mostap (Van den Berg, 2011).....	94
Figura 4.6 – Esquema de funcionamento do amostrador Mostap: a) configuração inicial, antes e durante a cravação até ao ponto de recolha; b) posição final, com a amostra no interior (Melega, 1999).	95
Figura 4.7 – Armazenamento de amostras indeformadas.	96
Figura 4.8 – Controlo de qualidade de amostras: a) amostra com pouca qualidade; b) amostra de excelente qualidade.	97
Figura 4.9 – Preparação de amostras reconstruídas por sedimentação no interior de colunas de acrílico.	102
Figura 4.10 – Sedimentação de uma mistura com igual peso de partículas sólidas e água: a) 15 minutos após mistura; b) 45 minutos após mistura; c) 2 horas após mistura.	102
Figura 4.11 – Pormenor de pequenas bolhas de ar no interior da massa de rejeitados.	104
Figura 4.12 – Picnómetro a hélio utilizado para determinar a densidade das partículas sólidas.....	105
Figura 4.13 – Histograma de frequências da densidade das partículas sólidas das amostras indeformadas.	106
Figura 4.14 – Histograma de frequências da densidade das partículas sólidas dos rejeitados depositados durante 2011, adaptado de Lopes <i>et al.</i> (2013).	106
Figura 4.15 – Granulómetro de difração laser utilizado para obtenção da curva granulométrica.	107

Figura 4.16 – Análise granulométrica dos rejeitados da polpa e pasta, adaptado de Raposo <i>et al.</i> (2014).	108
---	-----

Figura 4.17 – Observação microscópica dos rejeitados. Fotografias com ampliação de 70x.	108
--	-----

5 - CARATERIZAÇÃO DO MATERIAL – CURVAS DE RETRAÇÃO E RETENÇÃO, CONSOLIDAÇÃO, COMPRESSIBILIDADE E PERMEABILIDADE

Figura 5.1 – Ensaio para determinação da curva de retração (Fredlund <i>et al.</i> , 2011).	112
--	-----

Figura 5.2 – Resultados da determinação da curva de retração.....	113
---	-----

Figura 5.3 – Previsão da curva de retenção da pasta utilizando a metodologia proposta por Zapata (1999).	116
---	-----

Figura 5.4 – Previsão da curva de retenção da pasta utilizando o método de Kovács Modificado.	118
--	-----

Figura 5.5 – Placas de pressão. Esquema de funcionamento (Fredlund e Rahardjo, 1993).	120
--	-----

Figura 5.6 – Sistema de manómetros e placas de pressão utilizado.	121
--	-----

Figura 5.7 – Avaliação da variação do teor em água em função do tempo de equilíbrio para o ensaio com placas de pressão.	122
---	-----

Figura 5.8 – Preparação e colocação de amostras sobre as placas de pressão.....	122
---	-----

Figura 5.9 – Aspeto das amostras depois de aplicada uma sucção de 480 kPa.....	123
--	-----

Figura 5.10 – Corte esquemático de uma <i>Tempe Pressure Cell</i> (Soilmoisture Equipment Corp., 1995).	124
--	-----

Figura 5.11 – Curva de retenção dos rejeitados espessados definida em função do teor em água volumétrico.....	126
---	-----

Figura 5.12 – Curva de retenção dos rejeitados espessados definida em função do teor em água gravimétrico.....	127
--	-----

Figura 5.13 – Curva de retenção dos rejeitados espessados definida em função do grau de saturação.	128
Figura 5.14 – Curva de retenção dos rejeitados depositados subaquaticamente.	129
Figura 5.15 – Preparação dos rejeitados para obtenção da curva de retenção para amostras semelhantes às utilizadas nos ensaios triaxiais: a) compactação; b) aspeto das amostras após regularização e secagem em estufa.	130
Figura 5.16 – Preparação das amostras de rejeitados para obtenção da curva de retenção: a) humedecimento; b) colocação do papel de filtro; c) envolvimento com película aderente.	131
Figura 5.17 – Pesagem do papel de filtro: a) manuseamento após abertura das amostras; b) pesagem em balança de elevada precisão.	131
Figura 5.18 – Pesagem do papel de filtro: a) arrefecimento do papel de filtro usando um exsicador; b) aspeto dos papéis de filtro no final do ensaio.	132
Figura 5.19 – Humedecimento de amostras por capilaridade: a) colocação de amostras num recipiente com água; b) isolamento das amostras.	133
Figura 5.20 – Curva de retenção dos rejeitados sedimentados e rejeitados compactados.	133
Figura 5.21 – Cravação do anel do edómetro.	135
Figura 5.22 – Edómetros utilizados: a) vista geral; b) pormenor do leitor de deslocamento analógico.	135
Figura 5.23 – Curva de compressibilidade função do grau de espessamento dos rejeitados.	136
Figura 5.24 – Determinação do coeficiente de consolidação pelo método de Taylor na amostra com teor de sólidos de 70%: a) escalão de 6 kPa; b) escalão de 1600 kPa.	137
Figura 5.25 – Resultados dos ensaios edométricos: a) coeficiente de consolidação; b) coeficiente de permeabilidade.	138
Figura 5.26 – Resultados dos ensaios edométricos: a) coeficiente de compressibilidade; b) coeficiente de compressibilidade volumétrica; c) módulo edométrico.	139

Figura 5.27 – Preparação de amostras para realização de ensaios edométricos com secagem: a) colocação do anel do edómetro no interior da coluna acrílica; b) deposição dos rejeitados no interior da coluna.	141
Figura 5.28 – Pormenor dos ventiladores nos ensaios edométricos com secagem.....	141
Figura 5.29 – Curva de compressibilidade das amostras com e sem ciclos de secagem e com teor de sólidos de 70%.....	142
Figura 5.30 – Ensaio com edómetro de Rowe: a) deposição de rejeitados; b) edómetro fechado e preparado para início da aplicação das tensões.	144
Figura 5.31 – Curvas de compressibilidade dos ensaios com edómetro de Rowe.	145
Figura 5.32 – Determinação de c_v no escalão 165 kPa do ensaio Silte 3V: a) pela dissipação das pressões neutras; b) pelo método de Casagrande.....	147
Figura 5.33 – Determinação de c_v pela curva dos assentamentos e pela dissipação das pressões neutras no ensaio Silte 3V.....	149
Figura 5.34 – Determinação de c_v no escalão 85 kPa do ensaio Pasta V: a) pela dissipação das pressões neutras; b) pelo método de Casagrande.....	150
Figura 5.35 – Valores de c_v (e c_h no caso do ensaio “Pasta H”) determinados pelo t_{90} da curva de dissipação das pressões neutras.	151
Figura 5.36 – Evolução do diferencial de pressões entre o topo e a base da amostra: $\sigma'_v = 25$ kPa. ..	153
Figura 5.37 – Evolução da permeabilidade com o tempo na amostra de polpa: $\sigma'_v = 25$ kPa.	154
Figura 5.38 – Evolução da permeabilidade com o tempo na amostra de pasta: $\sigma'_v = 25$ kPa.	154
Figura 5.39 – Evolução da permeabilidade com a tensão vertical efetiva na amostra de polpa.....	155
Figura 5.40 – Evolução da permeabilidade com o índice de vazios na pasta.....	155
Figura 5.41 – Evolução da permeabilidade com a tensão vertical.	156
Figura 5.42 – Evolução da permeabilidade com o índice de vazios na pasta e polpa.	157

6 - CARATERIZAÇÃO DO MATERIAL – ENSAIOS TRIAXIAIS

Figura 6.1 – Corte esquemático de um pedestal.....	160
Figura 6.2 – Placa de topo, pedestal e discos de latex.....	161
Figura 6.3 – Pormenores do equipamento utilizado: a) Placa de topo com vazamento para guiar o pistão; b) pistão com marcas auxiliares para medição da deformação do provete.	161
Figura 6.4 – Molde bipartido, compactador e acessórios.....	162
Figura 6.5 – <i>Bender elements</i> montados no pedestal e no topo de uma célula triaxial.	163
Figura 6.6 – Calibração das fitas para medição de diâmetro das amostras usando um provete rígido.	164
Figura 6.7 – Reconstrução de uma amostra: a) compactação; b) colocação da placa de topo; c) desmontagem do molde; d) aspeto final de uma amostra reconstruída.....	165
Figura 6.8 – Provete e base da câmara triaxial após congelação.....	167
Figura 6.9 – Deformabilidade elástica da pasta: a) resultados dos ensaios; b) ajuste dos parâmetros.	170
Figura 6.10 – Deformabilidade elástica dos siltes: a) resultados dos ensaios; b) ajuste dos parâmetros.	171
Figura 6.11 – Deformabilidade elástica das areias: a) resultados dos ensaios; b) ajuste dos parâmetros.	172
Figura 6.12 – Compilação dos resultados dos ensaios triaxiais drenados na pasta.	174
Figura 6.13 – Compilação dos resultados dos ensaios triaxiais não drenados na pasta.	175
Figura 6.14 – Evolução do índice de vazios e linha dos estados críticos dos ensaios triaxiais na pasta.	176
Figura 6.15 – Compilação dos resultados dos ensaios triaxiais drenados no silte.	178
Figura 6.16 – Compilação dos resultados dos ensaios triaxiais não drenados no silte.....	179

Figura 6.17 – Evolução do índice de vazios e linha dos estados críticos dos ensaios triaxiais no silte.	180
Figura 6.18 – Compilação dos resultados dos ensaios triaxiais drenados na areia.	181
Figura 6.19 – Compilação dos resultados dos ensaios triaxiais não drenados na areia.	182
Figura 6.20 – Provete de areia ACIUB no final do ensaio, sendo evidente a ocorrência de liquefação.	182
Figura 6.21 – Evolução do índice de vazios e linha dos estados críticos dos ensaios triaxiais na areia.	183
Figura 6.22 – Linha dos estados críticos das frações de pasta silte e areia.	184
Figura 6.23 – Preparação de amostras indeformadas: a) Corte dos tubos de PVC com serra manual; b) pormenor da amostra no interior do tubo de PVC.	185
Figura 6.24 – Amostra indeformada de pasta colocada sobre o pedestal da câmara triaxial.	186
Figura 6.25 – Compilação dos resultados dos ensaios triaxiais drenados com amostras indeformadas de pasta.	189
Figura 6.26 – Compilação dos resultados dos ensaios triaxiais não drenados com amostras indeformadas de pasta.	190
Figura 6.27 – Evolução do índice de vazios e linha dos estados críticos dos ensaios triaxiais com amostras indeformadas de pasta.	191
Figura 6.28 – Compilação dos resultados dos ensaios triaxiais drenados com amostras indeformadas de silte.	192
Figura 6.29 – Compilação dos resultados dos ensaios triaxiais não drenados com amostras indeformadas de silte.	193
Figura 6.30 – Evolução do índice de vazios e linha dos estados críticos dos ensaios triaxiais com amostras indeformadas de silte.	194
Figura 6.31 – Equipamento para realização de ensaios triaxiais em condições não saturadas.	195

Figura 6.32 – Pormenor da pedra porosa de alta pressão de entrada de ar e do <i>bender element</i> montados no pedestal da célula triaxial.	195
Figura 6.33 – Compactação de amostras: a) molde tripartido com alonga; b) compactador automático; c) aspeto de um provete compactado.	196
Figura 6.34 – Câmara triaxial de parede dupla, adaptado de Controls Group (2015).	197
Figura 6.35 – Instrumentação interna para medição das deformações axiais e radiais do provete	198
Figura 6.36 – Aspeto de dois provetes no final dos ensaios triaxiais não saturados: a) ensaio P 170 100 50; b) ensaio P 300 100 50.	199
Figura 6.37 – Utilização de uma parábola para aproximar a forma dos provetes no final do corte: a) propriedades geométricas das parábolas; b) forma inicial e final do provete.	199
Figura 6.38 – Utilização de uma curva genérica para aproximar a forma dos provetes no final do corte: a) propriedades geométricas da curva de ajuste; b) forma inicial e final do provete.	201
Figura 6.39 – Compilação dos resultados dos ensaios triaxiais drenados com amostras de pasta e tensão normal líquida de 70 kPa.	205
Figura 6.40 – Compilação dos resultados dos ensaios triaxiais drenados com amostras de pasta e tensão de normal líquida de 200 kPa.	206
Figura 6.41 – Evolução do índice de vazios e linha dos estados críticos dos ensaios triaxiais são saturados.	207
Figura 6.42 – Comparação do teor em água nos ensaios triaxiais não saturados com a curva de retenção.	208
Figura 6.43 – Análise dos efeitos da sucção da resistência residual.	208
Figura 6.44 – Deformabilidade no ensaio P 300 100 50.	209

7 - CARATERIZAÇÃO DO MATERIAL – COLUNAS DE SEDIMENTAÇÃO E SECAGEM

Figura 7.1 – Sistema da pesagem de colunas adotado por Qiu e Sego (2001).	213
Figura 7.2 – Colunas de sedimentação: a) vista geral; b) pormenor das colunas com 40, 35 e 30% de teor de sólidos.	214
Figura 7.3 – Assentamentos normalizados nas colunas das séries B e C.	215
Figura 7.4 – Índice de vazios médio no final da sedimentação.	216
Figura 7.5 – Perfis verticais do índice de vazios de formação.	217
Figura 7.6 – Curvas granulométricas e sua relação com o grau de espessamento.....	218
Figura 7.7 – Colunas acrílicas usadas nos ensaios: a) válvula de drenagem e camada de areia na base da coluna; b) colunas drenadas e sistema de recolha de água percolada.....	220
Figura 7.8 – Colunas acrílicas usadas nos ensaios: a) lâmpadas de infravermelhos e coluna de controlo contendo apenas água; b) pormenor de uma coluna no final do ensaio.	220
Figura 7.9 – Evolução da evaporação potencial e evaporação efetiva nos ensaios com as colunas de secagem com uma camada.	223
Figura 7.10 – Evolução dos assentamentos relativos nos ensaios com as colunas de secagem com uma camada.....	225
Figura 7.11 – Evolução do grau de saturação nos ensaios com as colunas de secagem com uma camada.	226
Figura 7.12 – Evolução do índice de vazios nas colunas de secagem com drenagem pela base e com altura nominal de 30 cm.	227
Figura 7.13 – Evolução do índice de vazios nas colunas de secagem com teor de sólidos de 59%....	228
Figura 7.14 – Colunas acrílicas para os ensaios de secagem com várias camadas.....	229
Figura 7.15 – Colunas acrílicas para ensaios de secagem com várias camadas: pormenor das bases de apoio.	229

Figura 7.16 – Sistema de insuflação de ar para forçar a evaporação nas colunas: a) aspeto geral dos ventiladores; b) pormenor da ligação do sistema de insuflação às colunas.	230
Figura 7.17 – Evaporação diária nas colunas de controlo da evaporação.	231
Figura 7.18 – Evaporação média diária nas colunas de controlo da evaporação.	231
Figura 7.19 – Evaporação nas colunas de controlo automatizadas.	232
Figura 7.20 – Instrumentação das colunas acrílicas para ensaios com várias camadas: a) vista lateral; b) vista pela extremidade superior.	234
Figura 7.21 – Desenho de fabrico das colunas: módulos com três e seis portas laterais.	235
Figura 7.22 – Tensiómetro 2100F da <i>Soilmoisture</i> (Soilmoisture Equipment Corp., 2009).	236
Figura 7.23 – Desenho esquemático dos componentes principais do Tensiómetro 2100F da <i>Soilmoisture</i> (Soilmoisture Equipment Corp., 2009).	236
Figura 7.24 – Tensiómetro <i>quick draw</i> da <i>Soilmoisture</i> , adaptado de Soilmoisture Equipment Corp. (2011).	238
Figura 7.26 – Sensor de humidade <i>ML3 ThetaProbe</i> (Delta-T Devices., 2013).	241
Figura 7.27 – Calibração em paralelo dos tensiómetros mecânicos e tensiómetros elétricos.	242
Figura 7.28 – Monitorização das colunas de secagem com várias camadas: a) determinação do perfil de sucção usando o <i>quick draw</i> ; b) determinação do perfil de teor em água volumétrico usando o <i>ThetaProbe</i>	244
Figura 7.29 – Amostragem das colunas de secagem com várias camadas: a) tentativa de recolha de amostras indeformada por cravação de tubo amostrador; b) aspeto da amostra após recolha.	244
Figura 7.30 – Recolha de blocos talhados: a) envolvimento em parafina líquida; b) determinação do volume por imersão.	245
Figura 7.31 – Evolução da superfície dos rejeitados da coluna 2 após deposição da terceira camada: a) 2 dias após deposição; b) 7 dias após deposição; c) 23 dias após deposição.	246

Figura 7.32 – Resultados e tendências na coluna 2: a) cota da superfície dos rejeitados e assentamento; b) densidade e índice de vazios; c) evaporação.	247
Figura 7.33 – Resultados e tendências na coluna 2: grau de saturação e teor em água.	248
Figura 7.34 – Resultados da amostragem da coluna 2: a) grau de saturação e teor em água; b) densidade aparente e índice de vazios.	249
Figura 7.35 – Resultados da amostragem da coluna 2: a) sucção; b) teor água volumétrico.	250
Figura 7.36 – Resultados do estudo paramétrico do ritmo de deposição anual.	251
Figura 7.37 – Amostragem das colunas 2 e 5: a) bloco indeformado recolhido na coluna 2; b) bloco indeformado recolhido na coluna 5.	252
Figura 7.38 – Resultados do estudo paramétrico da espessura das camadas.	253
Figura 7.39 – Resultados do estudo paramétrico do grau de espessamento.	254
Figura 7.40 – Curvas granulométricas dos rejeitados usados nas colunas de secagem com várias camadas.	255
Figura 7.41 – Resultados do estudo paramétrico da granulometria.	256
Figura 7.42 – Resultados do estudo paramétrico das condições de evaporação.	257

8 - MODELAÇÃO NUMÉRICA

Figura 8.1 – Fluxograma do programa de cálculo automático.	260
Figura 8.2 – Fluxograma do módulo de cálculo da deposição e consolidação sob peso próprio.	261
Figura 8.3 – Resolução da equação da consolidação através do método das diferenças finitas.	263
Figura 8.4 – Ensaio edométrico de uma amostra de pasta e curvas de ajuste.	266
Figura 8.5 – Ensaio edométrico de uma amostra de polpa e curvas de ajuste.	266

Figura 8.6 – Medição <i>in situ</i> do índice de vazios na Barragem de Cerro do Lobo.	267
Figura 8.7 – Evolução do ritmo de deposição de rejeitados na Barragem de Cerro do Lobo.	268
Figura 8.8 – Saída de resultados do programa EVDRY: evolução do perfil vertical de sucções no modelo com evaporação de 2,7 mm/dia.	270
Figura 8.9 – Saída de resultados do programa EVDRY: evolução do perfil vertical de sucções no modelo com evaporação de 6 mm/dia.	271
Figura 8.10 – Ensaio edométrico de uma amostra de pasta e curvas de ajuste.	271
Figura 8.11 – Perfil verticais esquemáticos das zonas do depósito selecionadas para verificação e calibração do programa de cálculo.	272
Figura 8.12 – Coeficiente de consolidação horizontal da polpa obtido nas fases de dissipação dos ensaios CPTU, adaptado de Golder Associates (2016).	274
Figura 8.13 – Coeficiente de consolidação horizontal da pasta obtido nas fases de dissipação dos ensaios CPTU, adaptado de Golder Associates (2016).	275
Figura 8.14 – Interface de entrada de dados do programa de cálculo automático	276
Figura 8.15 – Evolução das cotas da superfície e peso volúmico seco na Célula M2.	278
Figura 8.16 – Perfis verticais de índice de vazios na Célula M2.	279
Figura 8.17 – Perfis verticais da cota piezométrica na Célula M2.	280
Figura 8.18 – Perfis de excesso de cota piezométrica relativamente à superfície na Célula M2.	280
Figura 8.19 – Evolução das cotas e peso volúmico seco na Célula M2, durante a consolidação e secagem.	281
Figura 8.20 – Perfis verticais de índice de vazios na Célula M2, durante a fase de secagem.	282
Figura 8.21 – Excesso de cota piezométrica relativamente à superfície na Célula M2, durante a fase de secagem.	282

Figura 8.22 – Comparação do com o estado crítico: a) índice de vazios; b) parâmetro de estado.	283
Figura 8.23 – Previsão da evolução futura das cotas e peso volúmico seco na Célula M2.	285
Figura 8.24 Perfis verticais de índice de vazios na Célula M2, durante as fases de deposição e secagem.	286

Índice de quadros

Quadro 2.1 – Resultados experimentais dos ângulos de atrito ϕ' e ϕ^b , adaptado de Fredlund <i>et al.</i> (2012)	36
Quadro 2.2 – Equações constitutivas no programa <i>CODE_BRIGHT</i>	51
Quadro 3.1 – Composição mineralógica dos rejeitados, adaptado de Somincor (2012).....	65
Quadro 3.2 – Fases de construção da barragem, adaptado de Oliveira <i>et al.</i> (2006).	67
Quadro 4.1 – Avaliação da qualidade das amostras	98
Quadro 4.2 – Variação do índice de vazios na pasta.....	99
Quadro 4.3 – Variação do índice de vazios nos siltes	99
Quadro 4.4 – Variação do índice de vazios nas areias	100
Quadro 5.1 – Propriedades das curvas de retração.....	114
Quadro 5.2 – Índices de compressibilidade e recompressibilidade.....	137
Quadro 5.3 – Efeito da secagem nos índices de compressibilidade e recompressibilidade das amostras com teor de sólidos de 70%.....	143
Quadro 5.4 – Características físicas iniciais dos ensaios com edômetro de Rowe	144
Quadro 5.5 – Resumo dos resultados dos ensaios com edômetro de Rowe.....	146
Quadro 6.1 – Resumo dos ensaios triaxiais em amostras reconstruídas	168
Quadro 6.2 – Resumo dos ensaios triaxiais em amostras de pasta.....	173
Quadro 6.3 – Resumo dos ensaios triaxiais em amostras de silte	177
Quadro 6.4 – Resumo dos ensaios triaxiais em amostras de areia	180

Quadro 6.5 – Resumo dos ensaios triaxiais em amostras indeformadas de pasta	187
Quadro 6.6 – Resumo dos ensaios triaxiais em amostras indeformadas de pasta	188
Quadro 6.7 – Resumo dos ensaios triaxiais em amostras indeformadas de silte	191
Quadro 6.8 – Resumo dos ensaios triaxiais em amostras não saturadas	204
Quadro 7.1 – Identificação das colunas de secagem e definição das condições iniciais	221
Quadro 7.2 – Sumário das perdas de água nas colunas	224
Quadro 7.3 – Planeamento das colunas de secagem com várias camadas	233
Quadro 7.4 – Tempo de exposição das camadas de rejeitados.....	234
Quadro 7.5 – Aferição conjunta dos tensiómetros mecânicos e elétricos	243
Quadro 8.1 – Dados de entrada e valores adotados do programa EVDRY	269
Quadro 8.2 – Caraterísticas da deposição na Célula M2.	276
Quadro 8.3 – Caraterísticas da deposição e secagem futuras na Célula M2.	284
Quadro 8.4 – Caraterísticas da deposição e secagem futuras na Célula M2.	285
Quadro 9.1 – Resumo dos índices físicos dos rejeitados determinados no capítulo 4.....	288
Quadro 9.2 – Resumo das propriedades dos rejeitados determinadas no capítulo 5	289
Quadro 9.3 – Resumo dos índices físicos dos rejeitados determinados no capítulo 6.....	291

Simbologia

ALFABETO LATINO

A	Inverso da humidade relativa à superfície do solo
a	Coordenada lagrangeana na geometria inicial
a_c	Coefficiente de adesão
a_{fx}	Parâmetro de ajuste da curva de retenção de Fredlund e Xing
a_{sh}	Parâmetro de ajuste da curva de retração (índice de vazios mínimo)
a_v	Coefficiente de compressibilidade
a_{vg}	Parâmetro de ajuste da curva de retenção de Van Genuchten
B	Inverso da humidade relativa presente do ar
b_{sh}	Parâmetro de ajuste da curva de retração (inclinação)
C	Fator corretivo
C_c	Índice de compressibilidade
C_h	Calor específico por unidade de volume
C_r	Índice de recompressibilidade
C_v	Coefficiente de variação volumétrico relativo à fase gasosa
C_w	Coefficiente de variação volumétrico relativo à fase líquida
C_α	Coefficiente de consolidação secundária
c	Coesão total
c'	Coesão efetiva
c_h	Coefficiente de consolidação horizontal
c_{ro}	Coefficiente de consolidação radial exterior (<i>radial outward</i>)
c_{sh}	Parâmetro de ajuste da curva de retração (curvatura)
c_v	Coefficiente de consolidação
D	Diâmetro
D_{50}	Diâmetro efetivo

D_v	Coeficiente de difusão de vapor de água no solo
E	Fluxo evaporativo
E_E	Evaporação efetiva
E_{oed}	Módulo edométrico
E_P	Evaporação potencial
E_{ur}	Módulo de deformabilidade em descarga e recarga
e	Índice de vazios
e_0	Índice de vazios inicial
e_1	Índice de vazios de formação
e_a	Pressão de vapor do ar acima da superfície do solo
e_i	Índice de vazios no instante i
e_{min}	Índice de vazios mínimo
e_N	Índice de vazios nominal
G	Densidade das partículas sólidas
g	Aceleração da gravidade
H	Altura
h_0	Altura inicial
h_{c0}	Ascensão capilar equivalente
h_N	Altura nominal
h_w	Carga hidráulica total
I_P	Índice de plasticidade
k	Coeficiente de permeabilidade
k_0	Coeficiente de impulso em repouso
k_w	Permeabilidade, ou condutividade hidráulica da água
L	Altura da interface entre a suspensão e o solo
L_v	Calor de vaporização latente para a água
M_{tc}	Rácio de tensões no estado crítico
m_{fx}	Parâmetro de ajuste da curva de retenção de Fredlund e Xing
m_k	Coeficiente que tem em conta o tamanho dos poros

m_v	Coeficiente de compressibilidade volumétrico
m_{vg}	Parâmetro de ajuste da curva de retenção de Van Genuchten
n	Porosidade
n_{fx}	Parâmetro de ajuste da curva de retenção de Fredlund e Xing
n_{vg}	Parâmetro de ajuste da curva de retenção de Van Genuchten
P	Pressão atmosférica total
$P_{\#200}$	Porcentagem de passados no peneiro número 200
PE	Evaporação potencial
P_v	Pressão parcial de vapor da água no solo
p'	Tensão efetiva média
p_{ref}	Tensão de referência
Q_n	Radiação absorvida pela superfície do solo
q	Tensão de desvio
R	Raio do provete
R_s	Raio da membrana contrátil
S	Grau de saturação
S_0	Área da superfície exterior das partícula por unidade de volume
S_a	Saturação associada à componente adesiva
S_c	Saturação associada à componente capilar
S_p	Número de partículas
s	Teor de sólidos
T	Temperatura
T_s	Tensão superficial
t	Tempo
t_i	Tempo no instante i
t_m	Espessura da membrana
t_{xx}	Tempo para dissipação de xx% do excesso de pressão neutra inicial
U_n	Fator de sobrecompactação
\bar{U}_z	Grau de consolidação médio

u_a	Pressão do ar
u_e	Excesso de pressão neutra
u_w	Pressão neutra
V	Vertical
Vol	Volume total
V_S	Velocidade de propagação das ondas S
v	Velocidade
Wa	Velocidade do vento
W_s	Peso das partículas sólidas
W_{T0}	Massa total inicial
w_L	Limite de liquidez
w_P	Limite de plasticidade
w_S	Limite de retração
X_C	Posição do centróide
x	Posição de um ponto
y	Posição
z	Cota de um ponto

ALFABETO GREGO

β	Coefficiente de interação
Γ	Índice de vazios crítico quando $\sigma'_v = 1$
γ_s	Peso volúmico das partículas sólidas
γ'_s	Peso volúmico submerso das partículas sólidas
γ_w	Peso volúmico da água
Δe	Variação do índice de vazios
Δh	Assentamento
Δt	Intervalo de tempo
Δu	Variação da pressão neutra

Δv	Variação de volume
ε_a	Extensão axial
ε_v	Extensão volumétrica
η	Viscosidade
θ	Teor em água volumétrico
θ_s	Teor em água volumétrico do solo saturado
θ_n	Teor em água normalizado
λ	Condutividade térmica do solo
λ_{10}	Inclinação linha do estado crítico
ξ	Constante psicrométrica
π	Sucção osmótica
ρ	Densidade
ρ_p	Concentração (número de partículas por unidade de volume)
ρ_s	Massa volúmica das partículas sólidas
ρ_w	Massa volúmica da água
σ	Tensão total
σ'	Tensão efetiva
ϕ'	Ângulo de atrito
ϕ'_c	Ângulo de atrito no estado crítico
ϕ^b	Ângulo de resistência para aumentos de sucção
ψ	Sucção total
ψ_0	Sucção correspondente ao solo seco
ψ_n	Parâmetro de normalização da sucção
ψ_r	Sucção correspondente ao teor em água residual

SIGLAS

ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
BC	Bomba centrífuga

BCL	Barragem de Cerro do Lobo
BDP	Bomba de deslocamento positivo
BRGM	<i>Bureau de Recherches Géologiques et Minières</i>
CEN	<i>Comité Européen de Normalisation</i>
CI	Ciclone
CID	<i>Compression isotropic drained</i>
CIU	<i>Compression isotropic undrained</i>
Ck ₀ D	<i>Compression k₀ drained</i>
Ck ₀ U	<i>Compression k₀ undrained</i>
CPT	<i>Cone penetration test</i>
CPTU	<i>Cone penetration test, undrained</i>
DAC	Depósito de ar comprimido
F	Floculante
HR	Humidade relativa
IRCL	Instalação de Resíduos de Cerro do Lobo
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
NP	Norma portuguesa
OF	Overflow
PEAD	Polietileno de alta densidade
PVC	Policloreto de vinilo
RAP	Reservatório de água de processo
SMMP	<i>Société Minière et Métallurgique de Peñarroya</i>
SOMINCOR	Sociedade Mineira de Neves-Corvo
TAR	Tanque de armazenamento de rejeitados
UF	Underflow
UPC	Universidade Politécnica da Catalunha

1

INTRODUÇÃO

1.1 MOTIVAÇÃO

O interesse do autor pelos rejeitados mineiros surgiu em 2011, quando foi convidado a colaborar num estudo que tinha por objetivo avaliar a estabilidade de diques de escombros construídos sobre rejeitados mineiros. Nessa senda, a convivência com alguns dos maiores peritos mundiais nesta área, bem como a afinidade entre os problemas geotécnicos clássicos e estes problemas mineiros, levou ao despertar de alguma curiosidade e fez crescer a vontade de aprofundar o conhecimento acerca do comportamento dos rejeitados mineiros.

Sendo aparentemente um problema geotécnico, a especificidade do tema bem como o carácter distinto dos materiais motivaram a aplicação de abordagens geotécnicas clássicas, permitindo alargar os horizontes do autor nesta temática.

1.2 ENQUADRAMENTO DO TEMA

A exploração mineira é uma atividade que explora os recursos minerais do solo ou subsolo e engloba todos os processos, atividades e indústrias ligados à extração de substâncias minerais a partir de depósitos ou massas minerais no solo ou subsolo.

A criação de resíduos resultantes da atividade mineira é inevitável e, na maioria das explorações, corresponde a cerca de 90 a 99% do total de material extraído do terreno. Toda essa grande quantidade de material sobrança necessita ser depositada de forma adequada. Durante muitos anos, os rejeitados da atividade mineira eram depositados sem qualquer controlo, criando situações catastróficas para o ambiente e para a saúde.

No presente, as empresas de mineração enfrentam desafios bastante diferentes, sendo vários os fatores que influenciam a forma como são geridos os resíduos. Entre eles, destacam-se a ética perante o ambiente e as comunidades locais, o aumento da regulamentação ambiental, a escassez e o custo da água, e ainda a perceção de que os encargos a longo prazo são importantes. Cada vez mais, compreende-se e aceita-se que os custos de remediação de um projeto de mineração são muito superiores aos custos associados a uma deposição adequada dos resíduos.

Em muitos casos as restrições de capital podem limitar os recursos disponíveis para desenvolver ou melhorar a atividade operacional. Consequentemente, não é raro que a gestão dos rejeitados resultantes da atividade mineira seja frequentemente realizada por métodos convencionais de deposição de lamas, enquanto se utilizam cimentos e inertes extraídos de outros locais para efetuar o enchimento de túneis e galerias já desativados. No entanto, mais recentemente, tem-se assistido a um incremento das

explorações mineiras onde os resíduos são processados para que seja possível reaproveitar tudo o que possa ser útil. Exemplos incluem a reutilização da água de processo, bem como, a utilização dos rejeitados no enchimento de minas enterradas.

Os avanços científicos e de engenharia têm fornecido um grande contributo para gestão dos fluxos de resíduos de mineração de forma mais eficiente e produtiva. Como resultado, as entidades reguladoras têm vindo a licenciar abordagens mais holísticas de gestão de resíduos, uma das quais é a deposição de rejeitados sob a forma de pasta (Jewell e Fourie, 2010).

A gestão dos resíduos sólidos ou semissólidos constituiu, desde sempre, um grande desafio para a indústria mineira. Na segunda metade do século XX, os empreendimentos de larga escala tornaram-se a forma de exploração mais comum. Inicialmente, a deposição dos resíduos consistia num conjunto de operações relativamente rudimentares, às quais era dedicada pouca atenção. Mais recentemente, embora o tamanho das explorações tenha continuado a crescer, assistiu-se à emergência das preocupações ambientais, em parte motivadas por incidentes ou acidentes ecológicos que algumas indústrias tiveram de enfrentar, incluindo várias avarias e roturas em barragens contendo líquidos perigosos (Robinsky, 1999), bem como muitos casos de contaminação de solos e cursos de água associados à inadequada contenção dos materiais contidos (Doucet e Paradis, 2010).

Durante esse mesmo período, assistiu-se à expansão das áreas urbanas, aproximando-as de locais que até então serviam como depósitos de resíduos industriais. Uma das consequências foi tornar a ampliação desses depósitos uma questão muito controversa. A criação de áreas protegidas e a necessidade de obtenção de licenças para qualquer alteração da natureza ou tamanho dos locais de deposição, com a obrigatoriedade de obedecer a regulamentos ambientais muito restritivos, torna exorbitantes os custos de expansão ou criação de novos locais de deposição. Tal como mencionado no prefácio do *Paste and Thickened Tailings – a guide* (Jewell *et al.*, 2002), a indústria mineira tem vindo a sofrer uma pressão ambiental cada vez maior, no sentido de minimizar o risco associado a acidentes envolvendo rejeitados (Doucet e Paradis, 2010).

Torna-se cada vez mais premente desenvolver novas formas de gestão dos resíduos, tanto do ponto de vista ambiental como do ponto de vista técnico e económico. Uma das recomendações da publicação referida em cima consiste na redução da quantidade de líquidos potencialmente perigosos depositados em estruturas de contenção. O espessamento dos resíduos constitui, precisamente, uma excelente oportunidade para redução do volume de água nos rejeitados, permitindo a sua deposição de uma forma ambientalmente mais correta e segura (Jewell *et al.*, 2002).

1.3 OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho visa contribuir para a clarificação do comportamento dos depósitos de rejeitados mineiros, sobretudo em termos de resistência e deformabilidade.

Além do elevado interesse científico, o tópico é particularmente relevante, numa altura em que, face ao atual clima económico, se volta a equacionar o aumento da produção mineira em Portugal e no mundo, seja pelo aumento da capacidade produtiva das minas existentes, seja pelo início da exploração de novas jazidas.

Os rejeitados, inicialmente sob a forma de um líquido viscoso, ficam sujeitos a um conjunto de processos que interessa conhecer e caraterizar, designadamente: sedimentação, consolidação sob peso próprio e secagem. Importa o comportamento dos rejeitados em condições saturadas e em condições não saturadas. Assim, definiu-se como primeiro objetivo deste trabalho obter uma caraterização geotécnica completa dos rejeitados, incluindo:

- a determinação de índices e propriedades físicas, obtendo fusos granulométrico, densidade das partículas e sua variabilidade e limites de Atterberg;
- a caracterização do comportamento em tensões totais, com vista à modelação da consolidação;
- o estudo do comportamento triaxial, com vista à definição da resistência e deformabilidade.

O segundo objetivo foi simular em laboratório a deposição de rejeitados, para que pudessem observar, sob condições controladas, os efeitos da sedimentação, consolidação sob peso próprio e secagem.

Obtidos o conjunto de parâmetros necessários à caracterização do comportamento dos rejeitados, o terceiro e último objetivo foi desenvolver uma ferramenta, simples, que permitisse simular os efeitos da consolidação e prever, para qualquer intervalo de tempo, o índice de vazios, os assentamentos, o peso volumico e o estado de tensão dos rejeitados.

Paralelamente ao desenvolvimento dos diversos trabalhos, utilizou-se um caso de estudo, onde se puderam recolher muitos e preciosos dados de campo, em complemento à caracterização laboratorial. O caso de estudo serviu ainda para aplicação do modelo numérico desenvolvido procurando prever a sua evolução futura.

1.4 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O capítulo 2 é dedicado ao estado da arte. Tratando-se de uma introdução aos rejeitados mineiros e aos mecanismos que controlam o seu comportamento, são abordados diversos aspetos, desde a produção ao armazenamento. Em termos de organização do conhecimento científico, pode dizer-se que o tema dos rejeitados mineiros surge como uma área de transição entre a engenharia civil (geotecnia) e a engenharia de minas, pelo que se considerou conveniente aprofundar alguns assuntos considerados fundamentais para a compreensão do comportamento dos rejeitados.

Na primeira metade do capítulo 2 exploram-se aspetos ligados ao processamento dos rejeitados. Apresenta-se uma explicação acerca da forma como são produzidos, seguindo-se uma descrição dos processos e dos equipamentos de espessamento e transporte até ao local de deposição. Seguidamente, apresentam-se alguns aspetos particulares dos depósitos de rejeitados, nomeadamente as técnicas para construção de barragens para contenção de rejeitados e os métodos de deposição. Termina-se esta primeira parte invocando as principais vantagens e desvantagens em espessar os rejeitados.

Na segunda metade do capítulo 2 aprofundam-se os aspetos relacionados com o comportamento dos rejeitados. Efetua-se uma extensa revisão bibliográfica onde se detalham os fenómenos de sedimentação e consolidação sob peso próprio, secagem e comportamento não saturado e por fim a consolidação de solos não saturados. Nessa secção abordam-se as principais teorias científicas explicativas do comportamento dos rejeitados. O capítulo 2 termina com uma análise crítica dos modelos numéricos e programas de cálculo passíveis de serem utilizados para modelar o comportamento dos rejeitados.

No capítulo 3 descreve-se o caso de estudo, a Instalação de Resíduos de Cerro do Lobo. Começa-se por uma descrição genérica das características da exploração mineira, particularizando-se depois os aspetos relacionados com os processos de extração e processamento do minério. Apresenta-se detalhadamente a barragem de rejeitados de Cerro do Lobo, incluindo a sua evolução histórica. Segue-se uma descrição detalhada da forma como se passou da deposição convencional para a deposição de rejeitados espessados e das implicações dessa alteração. Descreve-se, qualitativamente, como tem vindo a ser realizado o controlo de deposição e termina-se apresentando as estratégias futuras para a gestão deste depósito de rejeitados, incluindo o seu encerramento.

O capítulo 4 é o primeiro de quatro capítulos dedicados à caracterização dos rejeitados do caso de estudo. Este capítulo começa com a descrição dos métodos e técnicas de recolha, manuseamento e armazenamento das amostras. Identificam-se os diferentes tipos de rejeitados estudados e suas especificidades. Apresentam-se as metodologias de ensaio utilizadas, com especial destaque para as técnicas de preparação de amostras. O capítulo termina com a apresentação das propriedades básicas dos rejeitados: densidade das partículas sólidas, curvas granulométricas e limites de Atterberg.

O capítulo 5 prossegue com a caracterização dos rejeitados, apresentando os ensaios em tensões totais, ou seja, ensaios onde não se controlaram nem mediram as pressões neutras. São eles os ensaios para determinação da curva de retração, da curva de retenção e os ensaios edométricos para determinação da compressibilidade. É feita uma primeira abordagem aos efeitos da secagem com a descrição de ensaios edométricos realizados em amostras sujeitas a ciclos de secagem/molhagem. Incluem-se também neste capítulo os ensaios edométricos realizados com a célula de Rowe, pois, embora não sejam verdadeiramente ensaios em tensões totais, são comparáveis aos ensaios edométricos clássicos. O capítulo termina com a apresentação dos ensaios em que se determinou a permeabilidade através da imposição de um gradiente hidráulico e medição do caudal percolado.

O capítulo 6 é dedicado aos ensaios triaxiais em amostras reconstruídas, ensaios triaxiais em amostras indeformadas e ainda ensaios triaxiais em amostras não saturadas. Para cada um dos três tipos de ensaios descrevem-se os equipamentos utilizados, as alterações implementadas e as técnicas utilizadas. Em particular, descrevem-se em detalhe os métodos utilizados para controlar a variação volumétrica, incluindo nas fases iniciais em que as amostras não estavam consolidadas e sofriam deformações consideráveis, possibilitando a determinação rigorosa da linha dos estados críticos.

O capítulo 7 é o último dos quatro capítulos dedicados à caracterização laboratorial dos rejeitados, onde se descrevem os ensaios com colunas de sedimentação e de secagem. O capítulo é iniciado com a apresentação das colunas de sedimentação. Neste conjunto de ensaios estuda-se apenas o processo de sedimentação, avaliando a influência do grau de espessamento inicial no índice de vazios e no potencial de segregação. O capítulo termina com a descrição dos ensaios de secagem em colunas com várias camadas de rejeitados. Nestes ensaios são estudados os efeitos: da espessura das camadas depositadas, do ritmo de deposição, do grau de espessamento inicial, da granulometria e das condições ambientais a que os rejeitados são sujeitos.

O capítulo 8 é dedicado à modelação numérica dos rejeitados. Começa com uma descrição detalhada do programa de cálculo desenvolvido, onde se expõem a forma como estão organizados os diferentes módulos e como funciona cada um deles. Descrevem-se as equações diferenciais que regem o problema e as técnicas utilizadas para as resolver. Seguidamente apresenta-se a verificação e calibração do programa de cálculo, aplicando-o a quatro locais específicos do caso de estudo. O capítulo termina com a aplicação do programa para previsão do comportamento dos rejeitados nos mesmos quatro locais, desde o instante atual até ao encerramento do depósito de rejeitados estudado. No capítulo apresenta-se a verificação, calibração e previsão para um local, remetendo-se para anexo a aplicação aos restantes três locais.

Por fim, no capítulo 9, intitulado “considerações finais”, apresentam-se as principais conclusões e apontam-se caminhos para potenciais desenvolvimentos futuros.

2

ESTADO DA ARTE

2.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo serve como introdução aos rejeitados mineiros e mecanismos que controlam o seu comportamento, sendo pois uma base de conhecimento que suporta os restantes capítulos. Começa-se por apresentar a forma como são produzidos os rejeitados, seguindo-se uma breve descrição do processamento a que os rejeitados são sujeitos, particularizando os mecanismos de espessamento e filtragem como técnicas para melhorar as suas propriedades. Seguidamente abordam-se algumas questões relacionadas com as barragens de rejeitados, detalhando alguns aspetos construtivos das mesmas. Sob uma outra perspetiva são abordadas algumas questões relativas à deposição de rejeitados, focando com especial atenção as vantagens e inconvenientes da deposição de rejeitados espessados.

Uma parte substancial deste capítulo é centrada no comportamento dos rejeitados após deposição. Identificam-se e descrevem-se fenómenos preponderantes (sedimentação e consolidação sob peso próprio, consolidação, evaporação e drenagem) apresentando com algum detalhe as diversas teorias explicativas dos comportamentos observados e os modelos matemáticos que se podem utilizar para a sua simulação numérica.

O capítulo termina com uma análise de alguns programas de cálculo automático onde se procura destacar as principais potencialidades que cada um deles oferece e que podem ser úteis na modelação numérica do comportamento dos rejeitados.

2.2 PRODUÇÃO DE REJEITADOS

Rejeitados mineiros são o subproduto do vasto conjunto de processos que constituem a exploração mineral. Os processos usados visam a obtenção de um concentrado, rico no mineral em exploração, separando-o do material sem valor económico substancial. Na grande maioria dos casos, os processos mineiros são processos húmidos, pelo que utilizam grandes quantidades de água, dos quais resultam lamas contendo os rejeitados. Não apresentando valor económico significativo, os rejeitados têm pois que ser depositados de forma segura para o ambiente, naquilo a que habitualmente se chamam instalações de deposição de rejeitados.

As propriedades físicas, químicas e mecânicas dos rejeitados estão diretamente relacionadas com o processamento a que são sujeitos entre a fase de extração e deposição. Embora possam existir algumas particularidades, estes processos são comuns à maioria das explorações mineiras (Vick, 1990). Estes processos são apresentados na Figura 2.1 e detalhados nos pontos seguintes.

- **Escavação e extração.** Habitualmente o minério não está completamente exposto, podendo estar total ou parcialmente coberto pela rocha encaixante. Assim, para se conseguir chegar ao minério torna-se necessário escavar grandes quantidades de rocha, que é habitualmente designada por escombros e não sofre qualquer tratamento, sendo depositada/armazenada nas escombrelas. Esse escombros é em muitos casos utilizado como material de construção das barragens de rejeitados (Russo, 2007).
- **Britagem e moagem.** A britagem da rocha encaixante tem por objetivo reduzir a dimensão dos fragmentos de rocha até um tamanho adequado para as fases seguintes. É habitualmente realizada em várias fases, através de equipamentos funcionando em série. Regra geral a britagem é realizada no interior da mina, facilitando assim o transporte para a superfície. A moagem consiste em reduzir ainda mais os fragmentos produzidos pelos equipamentos de britagem. O grau de moagem ideal é obviamente condicionado pelo tipo de minério em exploração e pelos métodos de beneficiação utilizados (Engels, 2006).
- **Concentração.** A concentração tem por objetivo separar o minério das partículas sem valor, a que se dá o nome de rejeitados. São usados diversos processos, entre os quais se destacam a separação gravítica, separação magnética e a flotação. A flotação consiste num processo físico-químico de três fases mediante a adesão seletiva de partículas minerais a bolhas de ar (Leja, 1982). Habitualmente a flotação é a primeira fase do processo extrativo em que se usam produtos químicos (Vick, 1990).
- **Lixiviação.** Paralelamente ou posteriormente à concentração podem-se usar outros processos de separação. A lixiviação consiste na utilização de reagentes que dissolvem os minerais transformando-os em sais solúveis. Dependendo do minério, pode ser usado como solvente uma solução fortemente ácida ou alcalina (Krizek, 2004).

No final destas várias fases obtêm-se dois produtos: o concentrado, contendo elevada quantidade de minério; e os rejeitados, com quantidades residuais de minério e considerados economicamente desinteressantes. Pelo contrário, devido à crescente preocupação ambiental, os rejeitados passaram a representar um encargo para a exploração mineira.

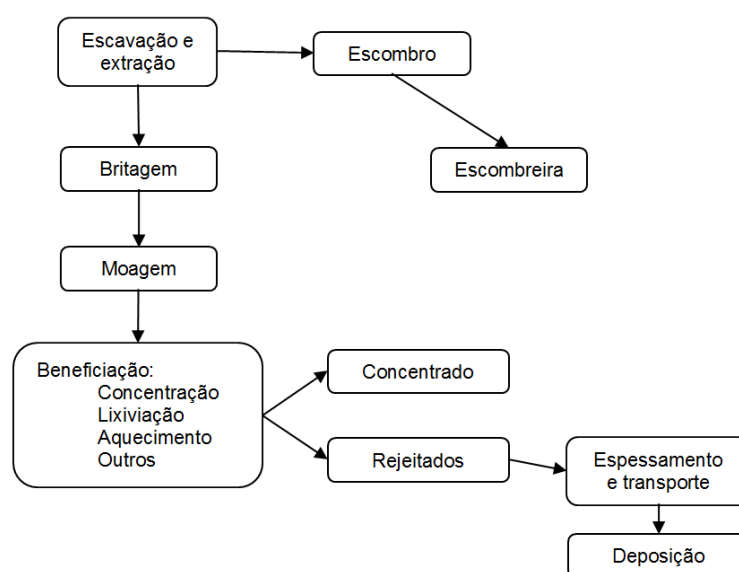


Figura 2.1 – Esquema geral dos processos de exploração de minério bruto, adaptado de Russo (2007).

2.3 ESPESSAMENTO E TRANSPORTE DE REJEITADOS

Os rejeitados resultantes do processo de beneficiação são constituídos por uma lama, designada habitualmente por polpa. Para otimizar o processo mineiro é de todo o interesse recuperar parte da água presente nos rejeitados. Com esse objetivo a polpa é sujeita a um conjunto de processos que aumentam a concentração de sólidos.

O espessamento de rejeitados, como o próprio nome indica, consiste num processo de remoção de água que os torna mais espessos, densos e viscosos. Essa remoção de água pode ser efetuada tendo em vista dois objetivos distintos: recuperar e reaproveitar parte da água dos rejeitados; e melhorar as propriedades dos rejeitados para simplificar a sua deposição de forma segura e ambientalmente mais favorável.

O reaproveitamento da água é especialmente importante em regiões áridas, onde a água é escassa e o seu custo se torna significativo para a operação. Há inclusivamente casos em que o problema da escassez de água é de tal forma grave que se torna necessário recorrer a água do mar dessalinizada (Hoz *et al.*, 2013). Já o espessamento com o objetivo de melhorar as propriedades dos rejeitados é mais indicado para locais onde existem importantes restrições ambientais, tornando necessário minimizar a área afetada pela deposição.

Existem várias possibilidades no que diz respeito à classificação dos rejeitados. Uma das classificações mais utilizadas consiste em avaliar o teor de sólidos (peso de partículas sólidas por unidade de peso da polpa). A polpa apresenta um teor de sólidos entre 30% a 50%. Ao ser espessada até teores de sólidos de cerca de 60% a 65% a polpa torna-se mais densa, adquire viscosidade e, contrariamente às lamas não espessadas, não apresenta segregação (Li *et al.*, 2009). Esse material é habitualmente designado por *rejeitado espessado*. Aumentando o nível de espessamento até teores de sólidos de 70% a 75% obtém-se um material com elevada viscosidade designado por *pasta*. Para teores de sólidos acima de 75% a 80% os rejeitados dessaturam e o seu comportamento passa a assemelhar-se ao de um solo granular. Note-se que os teores de sólidos indicados nos parágrafos anteriores são meramente qualitativas e, naturalmente, dependentes do tipo de rejeitados em causa.

A Figura 2.2 ilustra as diferenças entre os diversos tipos de rejeitados. À medida que aumenta a concentração de sólidos, reduzindo-se o teor em água, aumenta a viscosidade e resistência dos rejeitados. Além do aumento da resistência, a partir de determinado grau de espessamento, os rejeitados ganham uma propriedade de grande importância: deixam de apresentar segregação quando manejados. Na mesma figura pode ainda observar-se o aspeto correspondente a cada uma das classes de espessamento.

O surgimento dos rejeitados espessados é atribuído a Eli Robinsky e ocorreu em 1973, na mina de *Kidd Creek*, no Canadá (Engels e Dixon-Hardy, 2004; Jewell, 2010). A deposição convencional foi convertida numa deposição de rejeitados espessados por forma a evitar subseqüentes alteamentos das estruturas de retenção existentes, que estavam fundadas sobre um solo composto por argilas sensíveis. Os rejeitados espessados passaram a ser depositados a partir de uma rampa central, que à data tinha 20 m de altura.

Espessamento de rejeitados

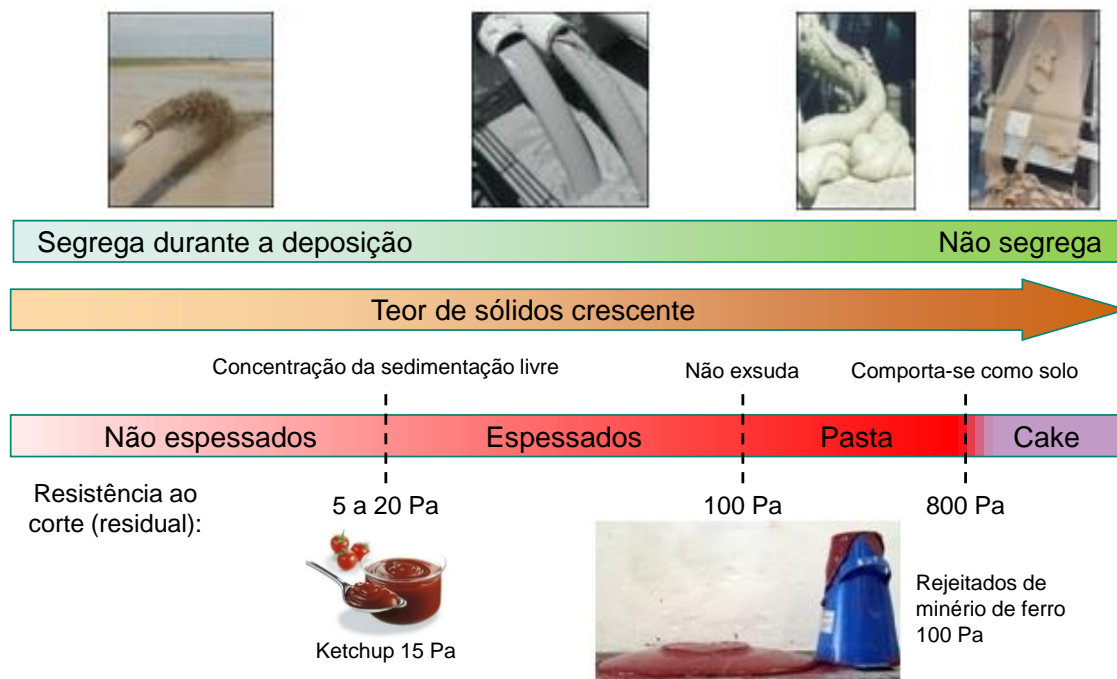


Figura 2.2 – Espessamento de rejeitados, adaptado de Infomine (2012).

Regra geral o espessamento é efetuado por compressão, recorrendo-se a equipamentos designados por espessadores, eventualmente combinados com prensas de filtragem. A Figura 2.3 ilustra o processo de funcionamento dos espessadores, identificando os seus diversos componentes.

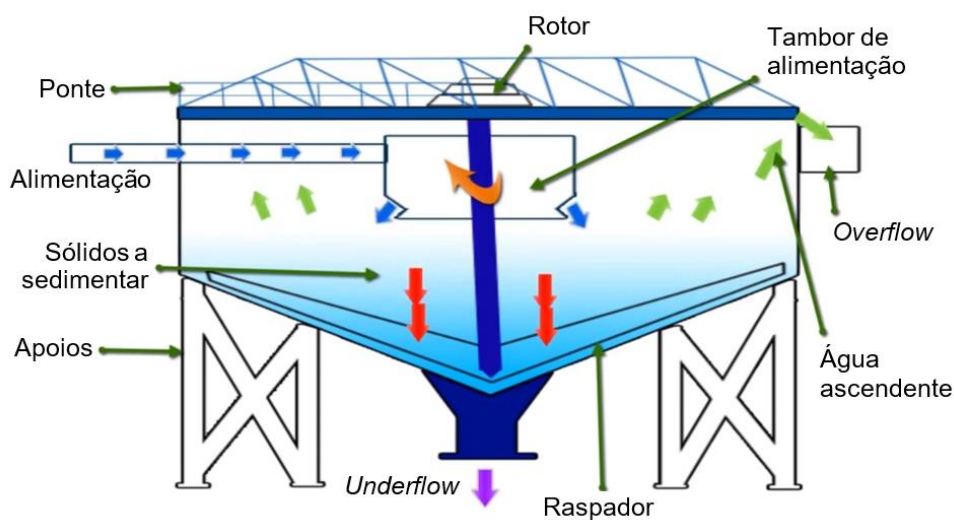


Figura 2.3 – Esquema de funcionamento de um espessador de rejeitados, adaptado de Srivastav (2013).

A lama de alimentação do espessador é introduzida tangencialmente num tambor localizado no centro do espessador, onde lhe é adicionado o floculante. Essa mistura é então transferida, por gravidade ou

por bombagem, para o espessador. À medida que os sólidos começam a sedimentar, na zona inferior do espessador, são revolvidos pelos raspadores, que desta forma os encaminham para o centro, acabando por sair pelo descarregador de fundo, *underflow*. Pelo descarregador superior, *overflow*, é retirada água quase limpa, com uma quantidade de sólidos diminuta, que será utilizada como água de processo (França e Massarani, 2002). Tanto a polpa como os rejeitados espessados podem ser transportados através de bombas centrífugas. No caso da pasta, contudo, pode ser necessário utilizar bombas de deslocamento positivo, como por exemplo as bombas de diafragma ou bombas de pistão (Engels, 2006).

Com este tipo de espessadores e mediante a utilização de flocculantes adequados é possível espessar os rejeitados até se formar uma pasta. Para se obter um grau de espessamento superior é necessário recorrer a prensas de filtragem, de que é exemplo a Figura 2.4. A utilização de filtros atuando por compressão ou por vácuo permite levar o espessamento dos rejeitados para um nível superior ao da pasta, dando origem a um material não saturado. Os rejeitados filtrados têm um teor em água tão reduzido que não podem ser bombeados, utilizando-se habitualmente no seu transporte cintas transportadoras ou camiões. As principais razões que podem determinar a utilização de rejeitados filtrados são a escassez de água, a falta de espaço para deposição de rejeitados e a falta de material para execução de uma barragem de rejeitados (Lara *et al.*, 2013).

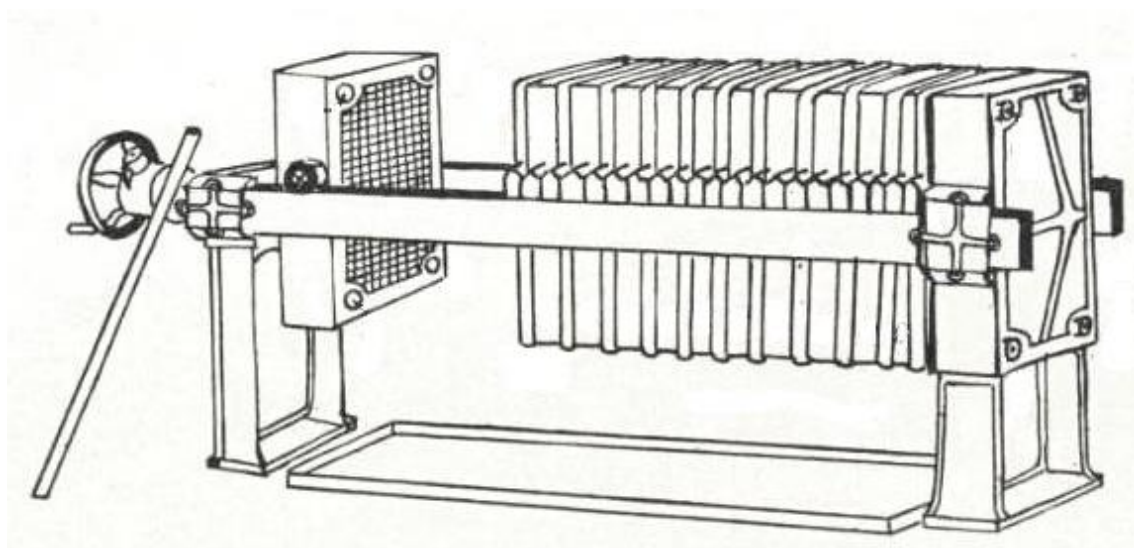


Figura 2.4 – Desenho esquemático de uma prensa de filtragem, adaptado de Thorne (1919).

No projeto de uma instalação de deposição de rejeitados é de extrema importância a articulação entre a produção, o transporte e a deposição, devendo para isso ser constituída uma equipa de projeto que funcione em conjunto (Slottee, 2014). Só desta forma se conseguirá definir o grau de espessamento ótimo, que minimize os custos da instalação, sem deixar de cumprir todos os requisitos ambientais.

É importante referir que o espessamento acarreta consequências a longo prazo. Durante a deposição, a estrutura formada pelas partículas é muito influenciada pelo teor em água presente nos rejeitados. Essas diferenças na estrutura originam comportamentos geotécnicos bastante distintos. Facilmente se observa essas diferenças depositando no interior de colunas acrílicas rejeitados idênticos, mas com diferente teor em água. Mesmo após sedimentação, consolidação e secagem, os rejeitados previamente espessados apresentam índices de vazios inferiores (Raposo *et al.*, 2014).

Isto mostra como o teor em água na altura da deposição poderá desempenhar um papel fundamental no comportamento do depósito de rejeitados, o que justifica o esforço de espessamento. Se assim não fosse, bastaria depositar em contínuo e esperar que o peso das sucessivas camadas consolidasse as camadas previamente depositadas.

2.4 BARRAGENS E REJEITADOS

A forma mais comum de armazenar rejeitados consiste na construção de barragens. Estas barragens podem ter uma dupla função, servindo também como reservatório de água a usar no processo de extração e concentração do minério. Habitualmente, o corpo da barragem é formado por escombro produzido pela exploração mineira, podendo ou não ser impermeabilizadas através de um núcleo argiloso ou membranas sintéticas.

Em muitos casos as barragens vão sendo construídas à medida que a sua capacidade de armazenamento vai sendo atingida, e à medida que vai sendo produzido mais escombro. De acordo com Blight (2010), os métodos construtivos de barragens de rejeitados por alteamentos sucessivos resumem-se a três métodos clássicos: método de montante, método de jusante e método da linha de centro. Na Figura 2.5 representa-se de forma esquemática cada um destes três métodos.

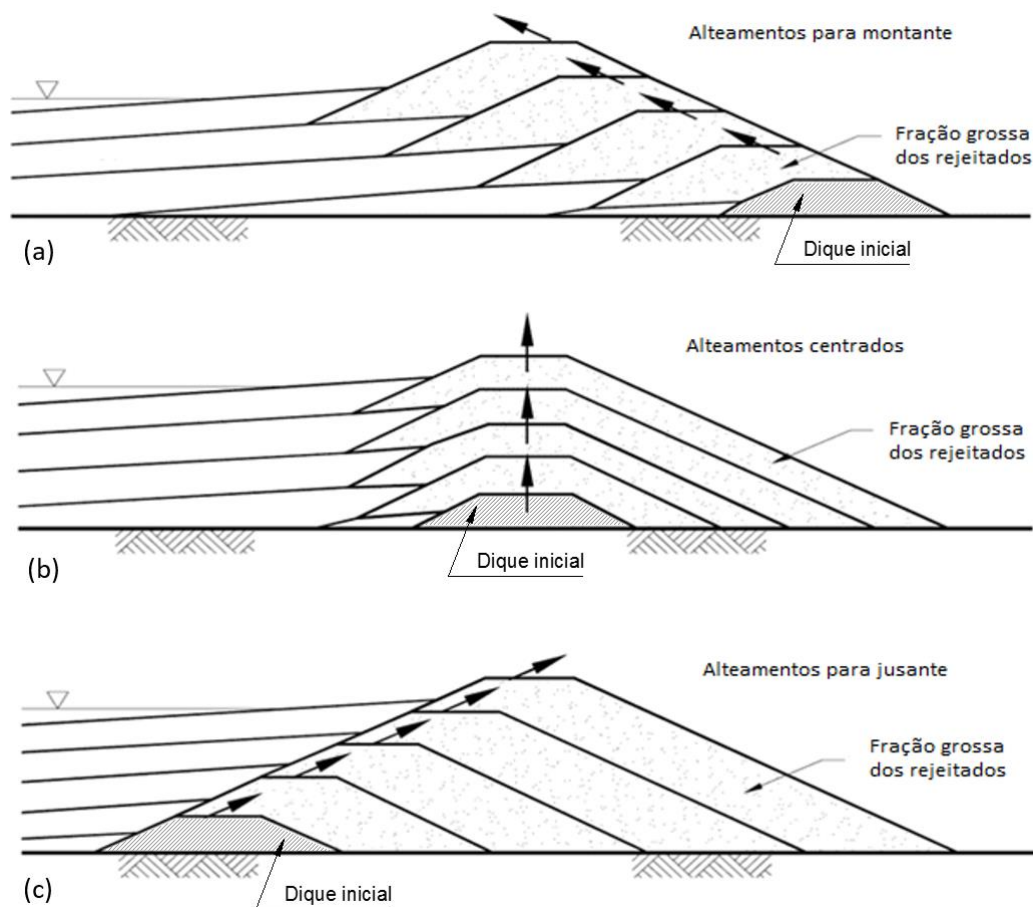


Figura 2.5 – Métodos construtivos de construção de barragens de rejeitados por alteamentos sucessivos: a) método de montante; b) método da linha de centro; c) método de jusante, adaptado de State of Victoria (2006).

2.4.1 MÉTODO DE MONTANTE

O método de montante, *upstream rising* na terminologia inglesa, é considerado, de entre os três métodos referidos, o mais económico e aquele que apresenta maior facilidade de execução. Este método de construção começa pela execução de um primeiro dique. A partir da crista desse dique é despejada uma primeira camada de rejeitados, tal como ilustra a Figura 2.5 a). Forma-se então uma praia de rejeitados que servirá como base de fundação do alteamento seguinte (Vick, 1990). Este processo repete-se sucessivamente até que a barragem atinja a cota máxima definida em projeto.

Por ser o método economicamente mais atrativo, foi, durante largos anos, o mais utilizado. De acordo com Davies *et al.* (2000) existiam em todo o mundo cerca de 3500 barragens de rejeitados, metade das quais construídas com recurso ao método de montante. Trata-se contudo de um método que envolve riscos consideráveis, em especial quando usado em regiões de elevada sismicidade, tendo vindo a ser desaconselhado ou mesmo proibido pela maioria das entidades reguladoras. Sobre este assunto é de referir o boletim 121 da ICOLD (2001), onde se apresentam dados, recolhidos a nível mundial, sobre as roturas históricas de barragens de rejeitados. Os dados apresentados apontam claramente para um predomínio de acidentes em barragens construídas com recurso ao método de montante. Esta tendência pode ser confirmada na base de dados de acidentes apresentada em Tailings Info (2014c). Contudo, é necessária alguma cautela na interpretação destes dados, já que o número de barragens construídas com recurso ao método de montante é bastante superior às demais.

O método de montante para construção de barragens de rejeitados é adequado para locais de clima árido, em explorações onde não seja necessário armazenar grandes quantidades de água de processo, e onde seja improvável uma acumulação inesperada de água, como resultado de uma inundação, por exemplo (Tailings Info, 2014a). Além da drenagem, é de primordial importância controlar o ritmo com que são construídos os sucessivos alteamentos, adequando-os à permeabilidade dos rejeitados. Desta forma consegue limitar-se o surgimento de excessos de pressão neutra que levariam à redução da resistência ao corte dos rejeitados e do escombros usado na construção dos alteamentos (Jakubick e McKenna, 2003). A construção excessivamente rápida pode espoletar o fenómeno de liquefação estática, que tem sido a cauda de rotura de diversas barragens de rejeitados construídas com recurso ao método de montante (Davies *et al.*, 2002).

2.4.2 MÉTODO DE JUSANTE

A construção de barragens de rejeitados recorrendo ao método de jusante, *downstream rising* na terminologia inglesa, consiste em iniciar a deposição a partir de um dique inicial, efetuando os sucessivos alteamentos para o lado jusante. Desta forma, evita-se que os alteamentos sejam fundados sobre o rejeitado previamente depositado e geralmente pouco consolidado (Russo, 2007).

Este método apresenta diversas vantagens relativamente ao método de montante, nomeadamente Klohn (1982), citado por Russo (2007):

- toda a barragem é construída sobre terreno natural, e não sobre rejeitado pouco consolidado;
- o processo de construção da barragem pode ser efetuado com recurso a técnicas tradicionais, nomeadamente recorrendo a aterro compactado, aumentando a segurança da barragem;

- torna-se possível a execução de um sistema de drenagem interno eficiente, que pode ser construído durante todo o processo de alteamento, permitindo um maior controlo do nível freático e, por consequência, melhorar a estabilidade da barragem;
- a estrutura da barragem é mais segura e resistente a carregamentos dinâmicos, tais como forças sísmicas;
- não existem limitações técnicas quanto à altura máxima da barragem.

A principal desvantagem deste método é o elevado custo dos alteamentos. São necessárias grandes quantidades de material de aterro, que aumentam exponencialmente à medida que se eleva o coroamento da barragem. A área ocupada pela fundação da barragem vai também aumentando à medida que se constroem novos alteamentos. Embora não haja qualquer limitação teórica à altura de uma barragem de rejeitados construída pelo método de jusante, a sua cota máxima poderá ser condicionada por restrições ao alargamento da sua fundação (Vick, 1990).

2.4.3 MÉTODO DA LINHA DE CENTRO

O método da linha de centro, *centreline rising* na terminologia inglesa, consiste numa situação de compromisso entre os métodos de montante e de jusante (Benckert e Eurenus, 2001). Embora possa ser considerado como uma solução intermédia entre os métodos anteriores, o comportamento estrutural das barragens construídas pelo método da linha de centro aproxima-se mais das barragens alteadas pelo método de jusante. Uma vez que não requer tanta quantidade de material de aterro, a relação custo - benefício associada a este método pode ser mais vantajosa que nos demais métodos. Neste método apenas uma pequena parte da fundação dos alteamentos se apoia sobre os rejeitados, tal como se pode observar na Figura 2.5.

Em diversos casos o método da linha de centro surge como um bom compromisso entre o risco de uma rotura causada por uma ação sísmica e o custo de construção (European Commission, 2004).

2.5 DEPOSIÇÃO DE REJEITADOS

A forma como os rejeitados são depositados está intimamente ligada a vários fatores, nomeadamente o tipo de rejeitados, o grau de espessamento a que foram sujeitos, à área disponível, etc. Como é sabido, diferentes formas de deposição de rejeitados, bem como diferentes procedimentos operacionais, resultam em depósitos com propriedades geotécnicas substancialmente diferentes (Robertson, 1987). Torna-se portanto importante conhecer alguns detalhes dos métodos de deposição.

Apesar da grande variedade de tipos de rejeitados, em especial no que diz respeito à constituição mineralógica e granulometria, os métodos de deposição correntemente utilizados são os seguintes:

- deposição convencional;
- deposição de rejeitados espessados, pasta, ou rejeitados filtrados;
- deposição subterrânea (*backfill*).

2.5.1 DEPOSIÇÃO CONVENCIONAL

A deposição convencional de rejeitados é efetuada sem se realizar qualquer espessamento prévio. Pode ser efetuada de forma subaérea, depositando-se os rejeitados sobre o terreno natural ou sobre rejeitados previamente depositados, ou subaquática, lançando-se os rejeitados para o interior de uma albufeira

criada para o efeito. A Figura 2.6 ilustra o aspeto da deposição convencional, sendo notório que se trata de um material muito fluido e sem viscosidade.



Figura 2.6 – Deposição convencional (Quarry Magazine, 2014).

Quando depositados subaereamente os rejeitados formam ligeiras pendentes, cuja inclinação se situa habitualmente no intervalo 0,5 a 2% (Vick, 1990). Esta inclinação é obviamente muito dependente da composição e granulometria dos rejeitados. É frequente observar-se segregação significativa, em especial nos rejeitados com reduzido teor de sólidos (Robinsky, 2000). A fração mais grossa tende a ficar retida nas proximidades do ponto de deposição enquanto a fração mais fina é arrastada pela água em excesso. Menos óbvia mas com efeitos semelhantes, pode ainda ocorrer segregação causada por diferenças na densidade das partículas sólidas.

Um dos pontos negativos da deposição subaérea é o facto de expor os rejeitados ao oxigénio, favorecendo a sua oxidação e a produção de ácido, criando aquilo a que se designa habitualmente por drenagem ácida. Este problema é especialmente grave em rejeitados contendo pirite (Verburg *et al.*, 2006).

A deposição subaquática é aconselhada para rejeitados contendo sulfuretos passíveis de oxidar e produzir ácido (Tremblay, 1998), já que a submersão dos rejeitados limita o acesso ao oxigénio impedindo a reação de oxidação.

Uma vez que, por questões ambientais, não é possível depositar os rejeitados em lagos ou cursos de água naturais, é necessário criar albufeiras artificiais, conseguidas através da construção de barragens. Os rejeitados podem então ser depositados a partir de pontos de descarga posicionados sobre plataformas flutuantes.

A deposição subaquática pode criar pendentes com inclinação bastante superior àquela conseguida com a deposição subaérea (Robertson e Wels, 1999). Isto significa que é necessário mover regularmente o ponto de deposição, caso contrário formar-se-ia uma superfície irregular. A deposição subaquática promove a segregação dos rejeitados de forma muito intensa quando comparada com a deposição subaérea, já que as velocidades das partículas, quando depositadas, se tornam menores. Esta é, aliás, a principal razão para as maiores pendentes obtidas com esta forma de deposição.

2.5.2 DEPOSIÇÃO DE REJEITADOS ESPESSADOS, PASTA E REJEITADOS FILTRADOS

O processo de espessamento dos rejeitados consiste em aumentar o teor de sólidos das lamas, por remoção de água. O espessamento pode ser moderado, dando origem a rejeitados espessados, ou mais acentuado, formando-se uma pasta mineral. A Figura 2.7 ilustra estas duas formas de deposição e da sua observação torna-se evidente a diferença de viscosidade entre os rejeitados espessados e a pasta no momento da deposição, naturalmente muito superior nesta última.



Figura 2.7 – Deposição de diferentes tipos de rejeitados: a) rejeitados espessados (Tailings Info, 2014b); b) pasta (Palkovits, 2007).

A ideia central por trás dos rejeitados espessados é conseguir formar um depósito com forma cónica, reduzindo ou mesmo eliminando as estruturas de retenção. De facto, tem-se verificado que, quando depositados, os rejeitados espessados formam taludes suaves, com inclinações de 2% a 6% (ICOLD, 2001).

No caso da pasta, o comportamento durante e após a deposição é substancialmente diferente. Como facilmente se compreende, para o mesmo rejeitado, quanto menor o teor em água maior inclinação terão os taludes formados pelo material depositado. Apesar desta clara tendência, verifica-se uma grande variabilidade, como se pode comprovar pela compilação apresentada por Li *et al.* (2009). Na deposição de pasta podem-se obter taludes com até 10% de inclinação (Theriault *et al.*, 2003), desde que o material subjacente se encontre estável. Há inclusivamente resultados experimentais, realizados com pequenas quantidades de pasta, que reportam taludes com 19% de inclinação (Sofrá e Boger, 2002), embora a deposição de material com viscosidade tão elevada não seja, em geral, viável ou praticável (Fitton, 2007).

A deposição de rejeitados filtrados é, em muitas situações, uma alternativa à deposição convencional. Esta técnica tem sido aplicada com sucesso na América do Sul desde os primeiros anos deste século, em locais com condições climáticas muito diversas (Lara *et al.*, 2013). A principal razão para se optar por filtrar os rejeitados é a possibilidade de recuperação de água. Outras vantagens evidentes são a redução drástica da contaminação dos lençóis freáticos, redução da área necessária para deposição, eliminação do risco de liquefação, e possibilidade de encerramento progressivo do depósito (Davies, 2011).

Depois da deposição, os rejeitados filtrados podem ser compactados, conseguindo-se desta forma o comportamento geotécnico desejado. A compactação pode contribuir decisivamente para melhorar a estabilidade do depósito, aumentando a rigidez e reduzindo o índice de vazios dos rejeitados, criando um estado não saturado que origina tensões matriciais muito favoráveis (Ulrich e Coffin, 2013).

2.5.3 DEPOSIÇÃO SUBTERRÂNEA

Uma solução óbvia para o problema do armazenamento dos rejeitados é usá-los no enchimento das cavidades subterrâneas criadas durante a extração do minério, existindo contudo várias razões que a tornam uma solução parcial. O problema mais evidente é o empolamento, já que depois de depositados, os rejeitados têm um peso volúmico seco que é, aproximadamente, metade a dois terços do peso volúmico da rocha original, ocupando portanto um volume muito superior. Além disso, as cavidades subterrâneas apresentam uma significativa redução de volume, provocada pela expansão da rocha envolvente após a escavação (Blight, 2010). Apesar dessas dificuldades, a deposição subterrânea de rejeitados, sob a forma de enchimento de pasta, permite reduzir consideravelmente a dimensão das instalações de deposição de rejeitados à superfície, diminuindo os custos da deposição e encerramento desses depósitos. Caso o enchimento subterrâneo seja totalmente explorado consegue depositar-se no subsolo aproximadamente 50% dos rejeitados produzidos (Aldea e Connolly, 2014).

O enchimento subterrâneo com pasta, *paste backfill*, teve início na mina de *Bad Grund*, na Alemanha, na década de 80 do século XX, tornando-se desde então uma importante componente das minas subterrâneas e prática corrente um pouco por todo o mundo (Aldea e Connolly, 2014).

Habitualmente, é adicionado à pasta um ligante hidráulico, na maior parte dos casos cimento. Só então é bombeada para o interior da mina, com o objetivo de encher as cavidades e ajudar a suportar os tetos. No caso de uma exploração mineira com recurso ao método das câmaras de pilares, por exemplo, o enchimento subterrâneo permite a extração dos pilares, que também contêm minério. O cimento fornece à pasta a coesão necessária para que as faces expostas sejam autoportantes e estáveis, quando se exploram as zonas adjacentes (Belem e Benzaazoua, 2004).

2.6 VANTAGENS E INCONVENIENTES DA UTILIZAÇÃO DE REJEITADOS ESPESSADOS

As barragens de resíduos encontram-se entre as maiores obras construídas pelos engenheiros geotécnicos. Estas barragens são habitualmente construídas por taludes usando a fração mais grossa do material rejeitado, possibilitando desta forma uma redução do custo de construção. Estas construções, no entanto, são bastante mais vulneráveis do que seria de esperar. Nos últimos 100 anos a taxa de rotura, quociente entre o número de roturas e o número de barragens, foi próxima de 1,2%, valor cerca de duas ordens de grandeza superior à taxa de rotura das barragens para retenção de água (ICOLD, 2001).

As principais causas apontadas para as roturas das barragens de resíduos são (Rico *et al.*, 2008): o corpo da barragem ser construído com material rejeitado; os sucessivos acrescentos às barragens à medida que aumenta a quantidade de efluentes; a falta de regulamentação relativamente ao projeto deste tipo de infraestruturas, em especial nos países em vias de desenvolvimento; e o elevado custo de manutenção após o encerramento da exploração.

A indústria mineira tem assistido a grandes acidentes em barragens de resíduos na história recente, dos quais se podem destacar: *Merriespruit* 1994 (África do Sul), *Omai* 1994 (Guiana), *Los Frailes* 1998 (Espanha), *Baia Mare* 2000 (Roménia) e *Aitik* 2000 (Suécia) (Azam e Li, 2010). Mais recentemente é de referir o acidente na mina de alumínio de *Ajka*, na Hungria, em 2010. Este acidente ocorreu com o

colapso de uma parte da barragem de contenção de rejeitados, libertando aproximadamente um milhão de m³ de lamas vermelhas que rapidamente chegaram às localidades próximas. Neste acidente morreram 10 pessoas e 150 ficaram feridas (Wikipedia, 2014). Outro acidente bastante comentado na comunicação social foi a rotura de uma barragem de rejeitados em *Mount Polley, British Columbia*, no Canadá, em Agosto de 2014. Neste acidente foram libertados cerca de 10 milhões de m³ de água e 4,5 milhões de m³ de rejeitados contendo elevados níveis de selénio, arsénico e outros metais perigosos. Os rejeitados afetaram principalmente o lago *Polley* e o lago *Quesnel*, que antes do acidente era considerado o lago de águas profundas mais limpo do planeta. Este é considerado pelos especialistas o maior acidente ambiental da história moderna do Canadá (Wikipedia, 2015a). Mais recentemente, a 5 de Novembro de 2015, rompeu a barragem de Fundão, a 35km do centro do município brasileiro de Mariana, no estado de Minas Gerais. A lama libertada chegou às águas do Rio Doce e percorreu 667 km até alcançar o oceano Atlântico, 17 dias depois do acidente. Este acidente causou 18 vítimas mortais e afetou milhares de pessoas. Tem vindo a ser considerado um dos maiores desastres ecológicos da história do Brasil (Wikipedia, 2016).

Roturas como as atrás descritas acarretam, na maioria dos casos, consequências catastróficas para a economia local, para o ambiente e, ocasionalmente, a perda de vidas humanas, razões pelas quais a segurança se tornou um assunto chave. Nos últimos 30 anos, têm sido muitos os esforços para que se desenvolvam alternativas de deposição de rejeitados que permitam a redução dos encargos sociais, ambientais e de segurança (Salfate, 2011).

Uma das alternativas à deposição convencional que pode reduzir o risco de catástrofe é precisamente a deposição sob a forma de rejeitados espessados ou pasta. De entre os vários benefícios da deposição de rejeitados sob a forma de pasta, é consensual que a eliminação ou redução do risco e das consequências de uma rotura da barragem, associada à redução da quantidade de água, consistem nos maiores benefícios potenciais deste tipo de deposição. Além destas, existem muitas outras vantagens na deposição sob a forma pasta (Salfate, 2011; Simms *et al.*, 2010; Verburg, 2010):

- menor quantidade de água para gerir, tratar e libertar para o ambiente, uma vez que a quantidade de água livre que pode formar lixiviado é bastante reduzida;
- possibilidade de reciclagem da água extraída aos resíduos durante o processo de espessamento, o que pode ser uma importante vantagem económica em locais áridos, com escassez de água;
- redução do tamanho das barragens necessárias para conter os rejeitados, uma vez que os rejeitados espessados têm um volume mais pequeno, além de que, uma vez que a pasta apresenta alguma resistência ao corte, a sua deposição pode ser efetuada através do empilhamento de diversas camadas formando taludes suaves;
- permite o encerramento progressivo e parcial das áreas de deposição, devido à mais rápida traficabilidade, possibilitada por maiores densidades de deposição e mais rápida secagem da superfície;
- a permeabilidade dos rejeitados espessados é em geral baixa, reduzindo a quantidade de água infiltrada e a geração de lixiviado;
- maior liberdade na escolha do local para deposição, uma vez que os rejeitados espessados podem ser depositados formando taludes suaves (a topografia do local deixa de ser um fator decisivo);
- possibilidade de definição de uma estratégia de encerramento ambientalmente satisfatória e reduzida necessidade de manutenção, sendo atualmente consensual que o encerramento

dos locais de deposição de resíduos não significa o seu abandono, mas antes a necessidade de assegurar a ausência futura de riscos para a saúde e para o ambiente (Blight, 2010).

É comum atribuírem-se aos rejeitados espessados alguns benefícios ambientais, quando comparados com a deposição convencional, sob a forma de lamas. No entanto, essas vantagens são apontadas de forma meramente conceptual. Contrastando com a grande quantidade de informação existente sobre as propriedades geotécnicas dos rejeitados espessados, o seu desempenho em termos ambientais não tem sido abordado com o detalhe e a minúcia necessários. As informações sobre este tipo de materiais que permitam verificar as hipotéticas vantagens são escassas, sendo também poucos os estudos laboratoriais e de campo em que a atenção se centra na avaliação do desempenho ambiental (Verburg, 2010).

Apesar das muitas vantagens da deposição de rejeitados mineiros sob a forma de pasta, existem no entanto algumas desvantagens (Simms *et al.*, 2010):

- maior exposição ambiental, uma vez que contrariamente aos rejeitados depositados sob a forma de lamas, os rejeitados espessados não se encontram cobertos por um lençol de água;
- eventual rotura dos diques e outras estruturas de contenção provisórias durante a ocorrência de um sismo;
- dificuldades na gestão da geometria da área de deposição.

2.7 COMPORTAMENTO DOS REJEITADOS APÓS DEPOSIÇÃO

Depois de depositados, os rejeitados ficam sujeitos a um processo de densificação, provocado por um conjunto de fenómenos que alteram o seu estado. A densificação dos rejeitados é habitualmente quantificada pela variação do índice de vazios. A utilização desta variável, que como é sabido é adimensional, tem como principais vantagens o facto de estar relacionada com muitas outras propriedades, nomeadamente a resistência, deformabilidade, permeabilidade, potencial de liquefação, etc.

Nos subcapítulos que se seguem, a fenomenologia descrita diz respeito à deposição sequencial por camadas de rejeitados espessados, pese embora muitos dos conceitos analisados sejam aplicáveis a outros tipos de rejeitados e formas de deposição.

De entre os diversos fenómenos que afetam a evolução dos rejeitados, os que se consideram mais relevantes são (Salfate, 2011):

- **Sedimentação e consolidação sob peso próprio.** Imediatamente após serem depositados, os rejeitados, até então em suspensão em água, começam a sedimentar. Tendencialmente as partículas maiores sedimentam mais rapidamente, podendo ocorrer alguma segregação. Depois de sedimentadas, as partículas começam a interagir umas com as outras, surgindo a tensão efetiva. Dessas tensões resulta uma deformação por consolidação, causada pelo peso próprio das partículas. Na Figura 2.8 apresenta-se de forma esquemática o conjunto de fenómenos por que passam os rejeitados nos primeiros instantes após serem depositados. Nem sempre é fácil perceber quando ocorre a transição entre a sedimentação e a consolidação, ou seja, quando a suspensão dá origem a um solo com tensões efetivas (Azam *et al.*, 2007).
- **Consolidação.** A consolidação ocorre devido às tensões induzidas pela deposição de sucessivas camadas de rejeitados. Regra geral, o comportamento durante a consolidação depende do índice de vazios inicial (Liu, 1990; Ritchie *et al.*, 2009; Villar, 2002). Como

tal, é de grande importância conhecer e controlar o índice de vazios dos rejeitados depois das fases de sedimentação e consolidação sob peso próprio.

- **Evaporação e drenagem.** Dependendo das condições climáticas e da forma de deposição, a camada de rejeitados irá perder humidade devido à evaporação, na face superior, e eventualmente por drenagem pela base. Durante esta fase os rejeitados apresentam retração, como resultado da redução do teor em água e do consequente aumento das tensões de sucção.
- **Congelamento e descongelamento.** No caso particular de climas extremamente frios podem ocorrer ciclos de congelamento e descongelamento. Estes ciclos contribuem para a densificação dos rejeitados de duas formas distintas. Durante o congelamento é extraída água aos poros para formar cristais de gelo, que se acumulam em canais e lentículas. Essa retirada da água dos poros origina a consolidação dos rejeitados entre os canais de gelo. Durante o descongelamento estes canais permitem uma melhor drenagem da água intersticial, aumentando a permeabilidade da massa de rejeitados (Robertson, 1987). Uma descrição mais detalhada destes fenómenos e o seu aproveitamento como forma de otimização da deposição de rejeitados é apresentada por Caldwell *et al.* (2014).

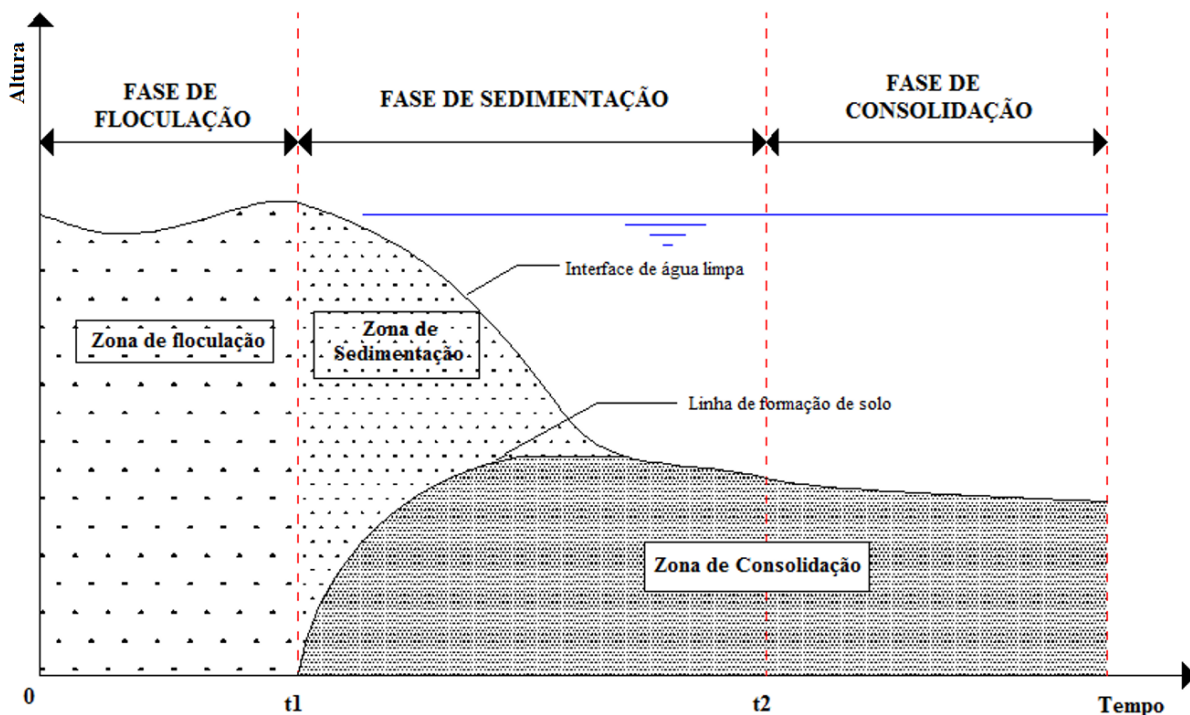


Figura 2.8 – Evolução temporal de rejeitados recentemente depositados, adaptado de Dromer *et al.* (2004).

No caso da deposição subaquática os rejeitados não passam pelos processos de evaporação e drenagem, já que se encontram submersos durante toda a vida útil do depósito de rejeitados.

O processo de densificação de uma determinada camada de rejeitados encontra-se representado esquematicamente na Figura 2.9, onde se podem identificar as seguintes fases (Salfate, 2011):

- (1) – o material é depositado com um determinado teor em água, formando uma camada de espessura h ; assume-se que nesta fase o material está saturado;
- (2) – imediatamente após deposição, o material começará a assentar, como resultado da sedimentação e da consolidação sob peso próprio; parte da água constituinte da mistura inicial irá surgir à superfície, sendo habitualmente designada por água de exsudação; caso a deposição ocorra ao longo de um plano inclinado essa água excedentária dará origem a um escoamento superficial, acumulando-se nas zonas baixas do depósito; caso contrário irá formar uma bacia de sedimentação e mais tarde desaparecerá por evaporação;
- (3) – algum tempo após a deposição, a taxa de exsudação, resultante dos fenómenos de sedimentação e consolidação sob peso próprio, será inferior à água retirada por evaporação e drenagem;
- (4) – a partir desse instante a camada iniciará um processo de secagem por evaporação e drenagem; numa fase inicial o solo estará saturado e portanto a evaporação irá ocorrer com um ritmo igual à evaporação potencial;
- (5) – à medida que a água evapora o solo sofre uma redução de volume e um aumento das tensões de sucção; a evaporação efetiva torna-se inferior à evaporação potencial.
- (6) – com o decorrer da evaporação atinge-se o limite de retração e termina a variação volumétrica como resultado da secagem; começam a surgir fendas à superfície da camada;
- (7) – quando se coloca uma nova camada de rejeitados sobre a camada em análise inicia-se uma segunda fase de consolidação, desta feita provocada pelo peso das camadas sobrejacentes;
- (8) – enquanto a camada em análise consolida, a camada recentemente depositada passa pelas fases 1 a 6 descritas anteriormente. Note-se que a drenagem desta nova camada poderá ser aumentada, já que as camadas inferiores podem apresentar sucções elevadas e portanto uma grande apetência para absorver água, pese embora a permeabilidade dos solos não saturados seja menor.

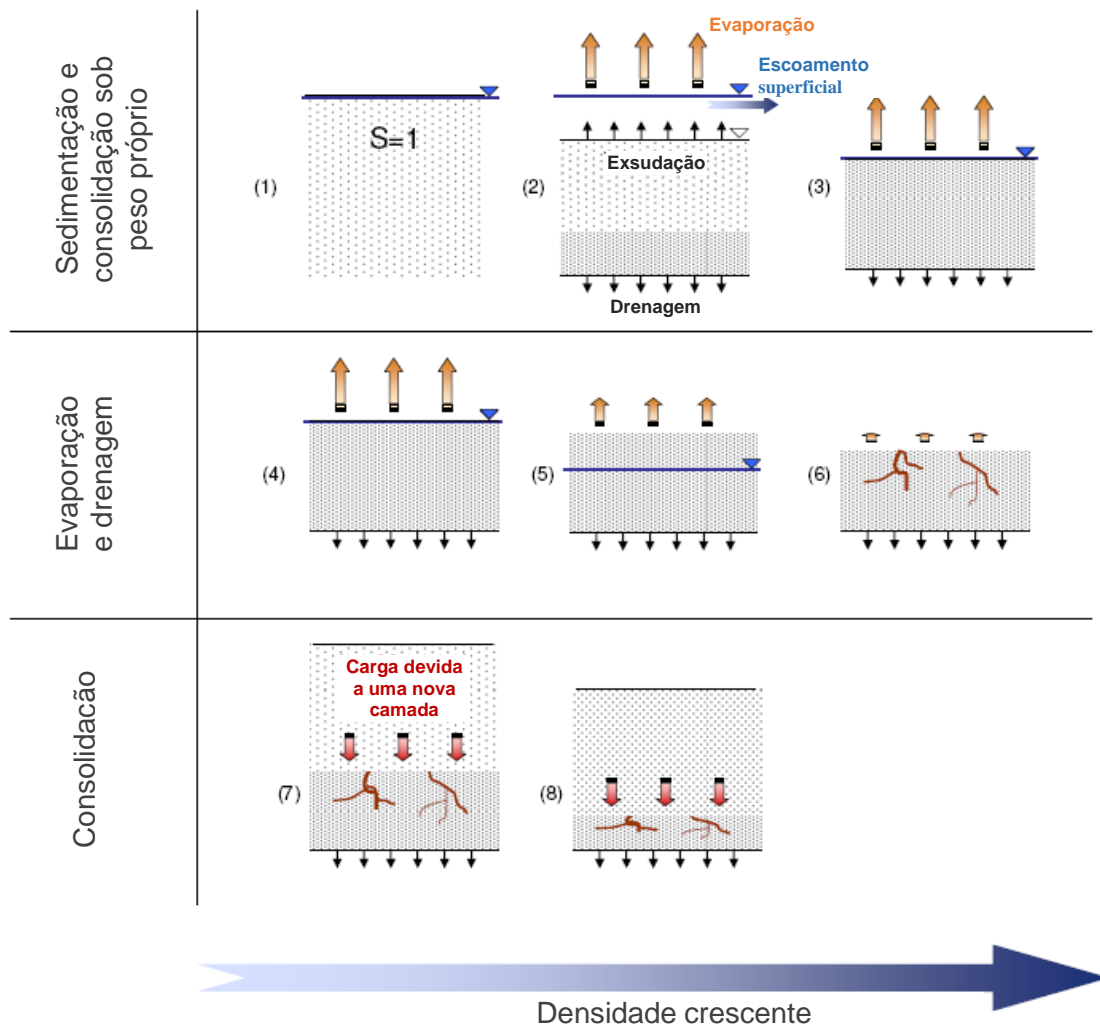


Figura 2.9 – Representação esquemática do processo de densificação dos rejeitados, adaptado de Salfate (2011).

2.7.1 SEDIMENTAÇÃO E CONSOLIDAÇÃO SOB PESO PRÓPRIO

Durante a deposição, os rejeitados são lançados para o depósito através de um dos métodos apresentados anteriormente. Assim que cessa o movimento horizontal causado pela deposição, os sólidos suspensos começam a sedimentar, sob ação da gravidade. Admite-se que durante a sedimentação não existem tensões efetivas e que o material se comporta como um fluido.

As primeiras tentativas de descrever a sedimentação de suspensões de solo basearam-se na lei de Stokes (Wikipedia, 2015b). Esta lei descreve a força de fricção experimentada por objetos esféricos que se movem no seio de um líquido viscoso em regime laminar. Igualando essa força friccional à força da gravidade obtém-se a velocidade máxima (v) de determinada partícula durante a sedimentação:

$$v = \frac{D^2 \gamma'_s}{9 \eta} \quad (2.1)$$

em que:

$$\begin{aligned} D &= \text{diâmetro equivalente da partícula;} \\ \gamma'_s &= \text{peso volúmico submerso das partículas sólidas;} \\ \eta &= \text{viscosidade do fluído.} \end{aligned}$$

Esta abordagem é extremamente simplista, uma vez que considera a sedimentação de cada partícula isoladamente, o que acontece apenas nas suspensões muito diluídas (Masala, 1998).

A teoria de Kynch (1952) constituiu a primeira tentativa de resolução do problema de sedimentação de suspensões com elevada quantidade de partículas, habitualmente designada por sedimentação retardada. Esta abordagem baseia-se na hipótese de que a velocidade de sedimentação em qualquer ponto de uma suspensão é determinada pela densidade local e que a densidade se propaga como uma onda, a partir do fundo de uma massa em sedimentação (Masala, 1998).

Uma das razões para a popularidade desta abordagem é o facto de ser traduzida por um procedimento gráfico, não necessitando de tratamento numérico. Outra das razões é o facto de todas as propriedades necessárias para a análise poderem ser determinadas com um simples ensaio de sedimentação. A única equação da teoria de Kynch é uma equação de continuidade:

$$\frac{\partial \rho_p}{\partial t} = \frac{\partial S_p}{\partial x} \quad (2.2)$$

onde:

$$S_p = \rho v \quad (2.3)$$

em que:

$$\begin{aligned} S_p &= \text{número de partículas a atravessar determinada secção por unidade de tempo e por unidade de área;} \\ \rho_p &= \text{concentração, ou seja, número de partículas por unidade de volume;} \\ t &= \text{tempo;} \\ v &= \text{velocidade de sedimentação;} \\ x &= \text{altura medida a partir do fundo da coluna de partículas em sedimentação.} \end{aligned}$$

Considerando (2.3), a equação (2.2) pode ser reescrita na forma:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + V(\rho) \frac{\partial \rho}{\partial x} = 0 \quad (2.4)$$

onde:

$$V(\rho) = - \frac{dS_p}{d\rho} \quad (2.5)$$

A teoria de Kynch, aplicável à sedimentação retardada, é considerada válida somente se a concentração for tal que as partículas (ou os flocos de partículas) não estejam em contacto. Para concentrações

superiores verifica-se que a taxa de consolidação é inferior à prevista por esta teoria. Kynch admite que as partículas são suportadas pelo fluido, e portanto a pressão na água é calculada pelo peso total da solução. Como consequência, a pressão da água é igual à tensão total e a tensão efetiva é nula (Been, 1980).

Pese embora a teoria de Kynch tenha sido originalmente desenvolvida com o objetivo de explicar a sedimentação de um conjunto de partículas idênticas, McRoberts e Nixon (1976) estenderam-na aos solos, definindo a concentração como sendo a massa de partículas por unidade de volume e considerando a velocidade das partículas em cada ponto, ao invés de definirem a velocidade de cada partícula.

Uma das principais críticas apresentadas por Tiller (1981), relativamente à teoria desenvolvida por Kynch, consiste no facto de esta não considerar o efeito da camada de sedimentos que se vai formando no fundo da coluna e cuja altura cresce ao longo do tempo.

A Figura 2.10 representa o modelo idealizado por Tiller. A interface superior, representada pela linha azul, representa a separação entre a suspensão e a água limpa. A interface inferior, representada pela linha a vermelho, separa o solo recém-formado da suspensão. A altura H refere-se à posição da interface superior enquanto a altura L mede a altura total de sedimentos.

O material em sedimentação passa por três estádios. O primeiro, que na Figura 2.10 ocorre entre t_0 e t_1 , corresponde à sedimentação livre das partículas e geralmente ocorre em materiais bastante diluídos. A sedimentação ocorre com uma taxa constante. Durante este estágio é natural que ocorra segregação, caso existam partículas com diferente diâmetro ou diferente densidade. No ponto A inicia-se o segundo estágio, em que a taxa de sedimentação se reduz, devido ao movimento ascensional da água, que é espremida para fora da massa já sedimentada. Durante este estágio a concentração das partículas em suspensão é relativamente elevada e, embora ainda não existam tensões efetivas, haverá interação entre as partículas, levando a que as partículas em suspensão se movam como uma massa, limitando grandemente a segregação. Esta fase é habitualmente designada por sedimentação retardada. No instante em que os sedimentos intercetam a interface da suspensão ($H = L$), indicado na figura pelo ponto B, dá-se o final da sedimentação e entra-se no terceiro estágio. Neste último, os assentamentos são motivados pela saída de água do interior da massa de material sedimentado, como resultado dos excessos de pressão neutra gerados pelo peso dos sedimentos, tratando-se portanto da consolidação sob peso próprio.

É importante salientar que, no caso da deposição de rejeitados espessados, o ponto de partida situa-se algures entre A e B, já que a sua concentração inicial é relativamente elevada. Quando os rejeitados são espessados até se obter pasta o teor em água é de tal forma reduzido que praticamente não ocorre exsudação. Neste caso nem mesmo o segundo estágio ocorre, verificando-se apenas a consolidação sob peso próprio.

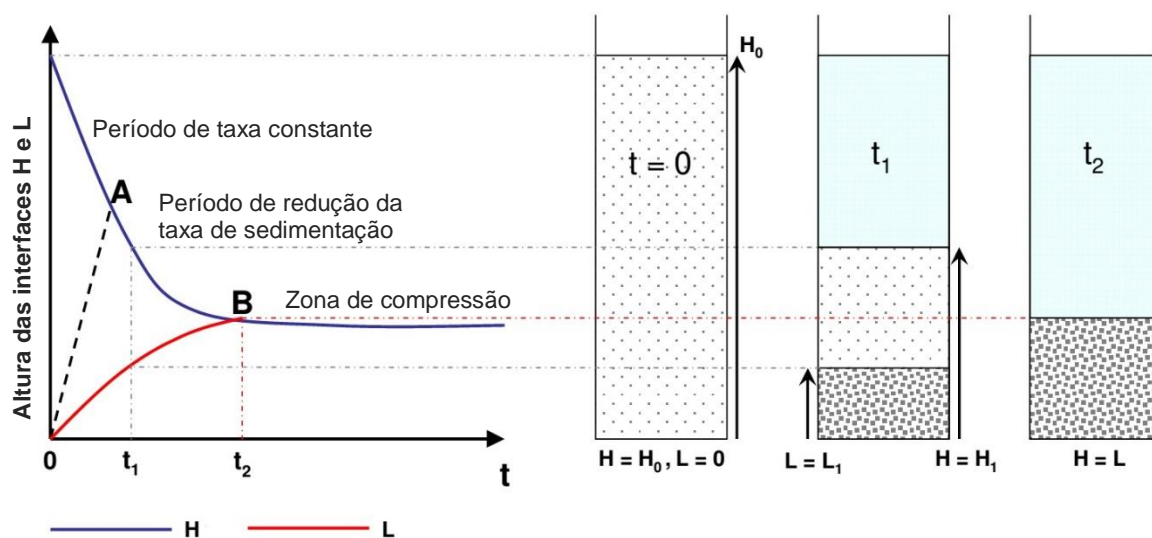


Figura 2.10 – Representação esquemática do processo da sedimentação e consolidação sob peso próprio, adaptado de Salfate (2011).

Been e Sills (1981) conduziram um vasto conjunto de experiências para avaliar a sedimentação e a consolidação sob peso próprio. Durante essas experiências foi medida a densidade (usando raios X), a tensão total, a pressão da água nos poros e o assentamento. Estes autores verificaram que a partir do instante em que a suspensão se começa a comportar como um solo, apresentando tensões efetivas, o seu comportamento deixa de ser convenientemente descrito pela teorias de Kynch ou Tiller, sendo mais adequada a teoria desenvolvida por Gibson *et al.* (1967), conhecida na bibliografia anglo-saxónica por *large strain consolidation* e aqui referida por “consolidação com grandes deformações”. Essa designação surgiu por oposição à *small strain consolidation*, também conhecida por *teoria da consolidação de Terzaghi*.

A teoria da consolidação formulada por Terzaghi (1923a, 1923b) é baseada nas seguintes hipóteses (Matos Fernandes, 2006):

- o solo é homogéneo e está saturado;
- a compressibilidade da água e das partículas individuais do solo é desprezável;
- em qualquer secção horizontal e em qualquer instante os estados de tensão e de deformação são uniformes;
- as deformações ocorrem apenas na direção vertical;
- o escoamento da água é exclusivamente vertical e obedece à lei de Darcy;
- os efeitos, os fenómenos e o seu curso em elementos de dimensões infinitesimais são extrapoláveis para dimensões representativas de um maciço real;
- para um pequeno intervalo de tensões e de deformações considera-se constante o coeficiente de permeabilidade, k , e os coeficientes de compressibilidade, a_v , e de compressibilidade volumétrico m_v ;
- existe uma relação biunívoca entre o índice de vazios e a tensão efetiva vertical, num dado ponto e num dado instante (inexistência de fluência do esqueleto sólido);
- é válida a hipótese dos pequenos deslocamentos (linearidade geométrica).

A equação da consolidação de Terzaghi usa o excesso de pressão neutra, u_e , como variável dependente:

$$\frac{\partial u_e}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \quad (2.6)$$

onde:

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} = \frac{k(1 + e_0)}{a_v \gamma_w} \quad (2.7)$$

em que:

- c_v é o coeficiente de consolidação,
- e_0 o índice de vazios inicial,
- k o coeficiente de permeabilidade,
- m_v o coeficiente de compressibilidade volumétrico,
- a_v o coeficiente de compressibilidade,
- γ_w o peso volúmico da água,
- t o tempo desde o início da consolidação, e
- z a coordenada espacial, ou seja, a distância à fronteira drenante mais próxima.

Embora não seja especialmente adequada para o problema da consolidação sob peso próprio, a teoria da consolidação de Terzaghi foi aqui apresentada por ter estado na origem de todos os outros modelos de consolidação.

A teoria de Gibson *et al.* (1967) e Gibson *et al.* (1981) foi desenvolvida tendo em mente a consolidação unidimensional de maciços de argila saturada, e que, contrariamente à teoria da consolidação de Terzaghi considera:

- grandes deformações, o que inviabiliza a utilização da lei de Darcy;
- a variação do coeficiente de permeabilidade com o índice de vazios; e
- admite que a relação entre o índice de vazios e a tensão efetiva vertical pode ser não linear.

A equação fundamental desta teoria é:

$$\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) \frac{d}{de} \left(\frac{k(e)}{1 + e} \right) \frac{\partial e}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k(e)}{\gamma_w (1 + e)} \frac{d\sigma'(e)}{de} \frac{\partial e}{\partial z} \right] + \frac{\partial e}{\partial t} = 0 \quad (2.8)$$

onde γ_s representa o peso volúmico das partículas, e z a coordenada reduzida, resultante da utilização de coordenadas lagrangeanas:

$$z(a) = \int_0^a \frac{da'}{1 + e(a', 0)} \quad (2.9)$$

onde a representa a coordenada lagrangeana na geometria inicial.

A principal novidade introduzida pela teoria de Gibson é a utilização de coordenadas lagrangeanas em alternativa às coordenadas eulerianas, o que torna o tratamento matemático da equação (2.8) muito mais simples.

A Figura 2.11 a) representa um sistema de coordenadas euleriano, em que o elemento de referência é uma caixa fixa no espaço, através do qual fluem as partículas e a água. Na Figura 2.11 b) representa-se um sistema de coordenadas lagrangeano, onde o elemento de referência é móvel e deformável, contendo sempre as mesmas partículas. Caso se adote um sistema euleriano para descrever um processo de consolidação as variáveis são expressas como funções do tempo e da coordenada espacial x . No caso de um sistema lagrangeano as variáveis são expressas em função do tempo e da coordenada a ou da coordenada reduzida z , que não é mais do que uma função de a .

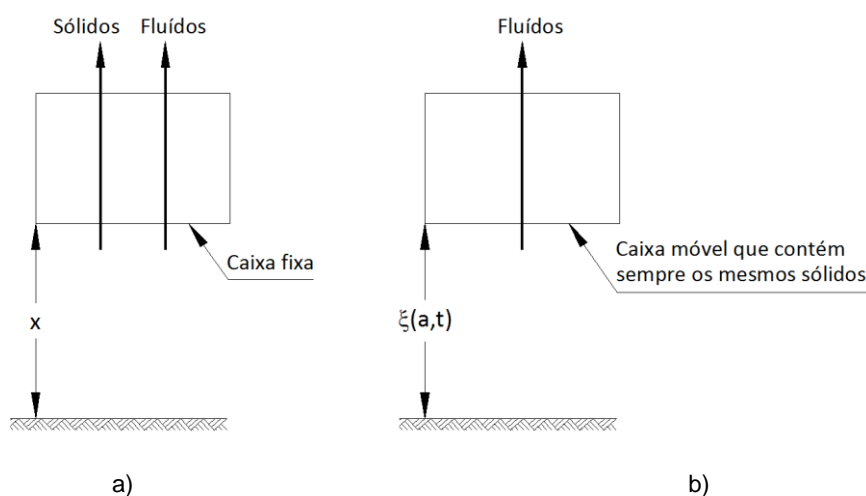


Figura 2.11 – Representação esquemática da utilização de diferentes sistemas de coordenadas na consolidação: a) coordenadas eulerianas; b) coordenadas lagrangeanas; adaptado de Masala (1998).

A Figura 2.12 ilustra o comportamento de dois sistemas de coordenadas através de piezómetros que estão fixos no espaço (sistema euleriano) ou associados a determinado ponto material e portanto móveis (sistema lagrangeano). Os pontos A, B, C e D na Figura 2.12 a) são rotulados pontos no espaço enquanto os pontos P, Q, R e S correspondem a elementos do esqueleto sólido. Um piezómetro no sistema euleriano regista variações de pressão neutra num ponto fixo no espaço, enquanto um piezómetro no sistema lagrangeano é móvel, sempre rodeado pelas mesmas partículas sólidas, e mede pressões em posições diferentes em instantes diferentes (Masala, 1998).

Cada um dos sistemas de coordenadas tem as suas vantagens. Quando as deformações são pequenas o sistema euleriano é mais conveniente uma vez que as alterações na geometria são infinitesimais. No caso das grandes deformações, no entanto, é mais vantajoso usar o sistema lagrangeano, já que o sistema as coordenadas se movem em conjunto com o solo. Assim, durante a consolidação de determinada camada a geometria mantém-se inalterada quando se utilizam coordenadas lagrangeanas embora se altere em coordenadas eulerianas. Neste tipo de problemas o sistema lagrangeano é muito conveniente em termos matemáticos, uma vez que as equações se tornam mais simples e as condições fronteira são fixas. Claro que, depois de resolvidas as equações diferenciais da consolidação, é necessário converter as coordenadas lagrangeanas em coordenadas eulerianas, já que é necessário conhecer as posições das partículas no mundo físico.

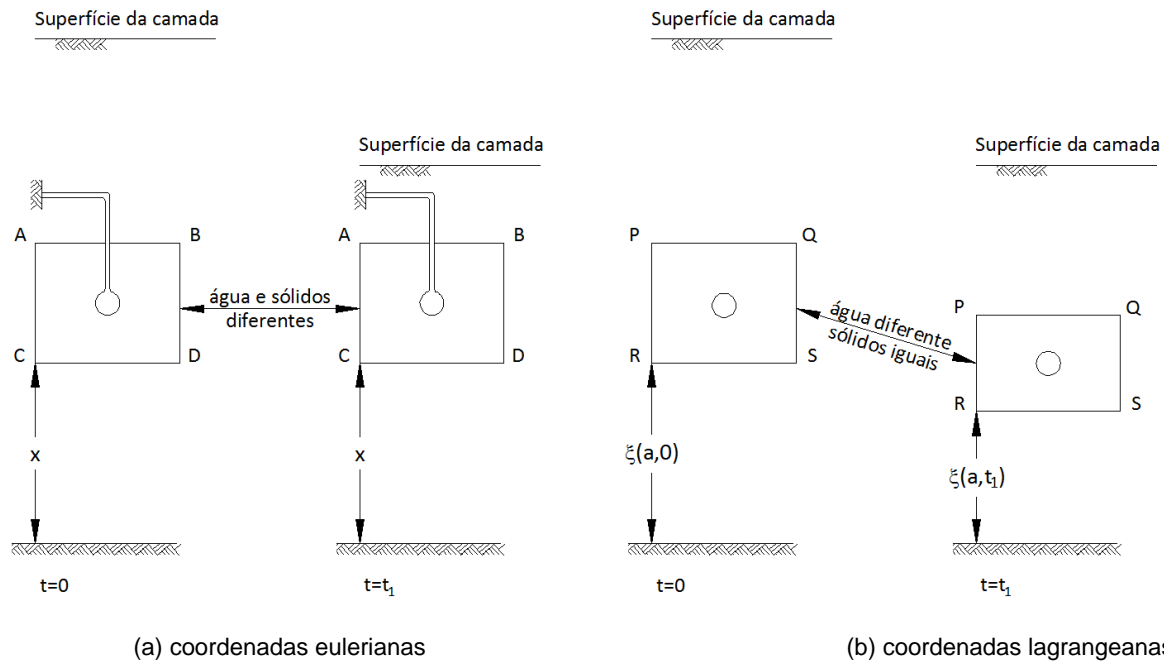


Figura 2.12 – Medição da pressão neutra durante a consolidação em função do sistema de coordenadas utilizado:
a) coordenadas eulerianas; b) coordenadas lagrangeanas - adaptado de Masala (1998).

É importante destacar que, embora a equação governativa da teoria de Gibson seja única, foram publicadas duas versões: a primeira delas (Gibson *et al.*, 1967) trata da consolidação de uma camada fina, enquanto a segunda versão (Gibson *et al.*, 1981) trata da consolidação de camadas espessas, e portanto considerando o peso próprio das mesmas.

Na sua tese de doutoramento, Been (1980) mostrou que os princípios básicos em que assentam consolidação e a sedimentação retardada são os mesmos. O autor mostrou também que a sedimentação retardada pode ser explicada pela teoria da consolidação impondo uma tensão efetiva igual a zero. Os estudos experimentais de Been e Sills (1981) demonstraram que no processo de transformação de uma suspensão num solo existe uma fase de transição caracterizada por elevados gradientes na concentração de partículas sólidas com a profundidade. Estas observações foram usadas por Pane e Schiffman (1985) o que lhes permitiu reformular a equação que traduz o princípio da tensão efetiva tal como estabelecido por Terzaghi (Masala, 1998):

$$\sigma = \beta(e)\sigma' + u_w \quad (2.10)$$

em que:

σ	=	tensão total;
σ'	=	tensão efetiva;
u_w	=	pressão neutra;
β	=	um coeficiente de interação, função do índice de vazios, e .

O coeficiente de interação β pode ser expresso por uma função monotonamente decrescente com o índice de vazios, tal como ilustra a Figura 2.13. Para índices de vazios superiores a e_m o coeficiente β é nulo e portanto a mistura solo-água comporta-se como uma suspensão (tensão efetiva nula). Para

índices de vazios inferiores a e_s o coeficiente β é unitário, aplicando-se o princípio da tensão efetiva convencional.

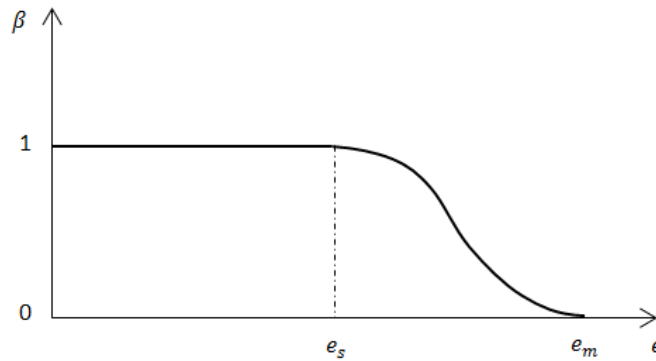


Figura 2.13 – Coeficiente de interação como função do índice de vazios, adaptado de Pane e Schiffman (1985).

Usando a equação (2.10) na equação da consolidação de Gibson, (2.8), obtém-se a equação da teoria unificada da sedimentação retardada e consolidação:

$$\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1\right) \frac{d}{de} \left(\frac{k}{1+e} \right) \frac{\partial e}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k}{\gamma_w(1+e)} \beta \frac{d\sigma'}{de} \frac{\partial e}{\partial z} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k}{\gamma_w(1+e)} \frac{d\beta}{de} \sigma' \frac{\partial e}{\partial z} \right] + \frac{\partial e}{\partial t} = 0 \quad (2.11)$$

Facilmente se demonstra que quando $e > e_m$ o coeficiente β é nulo e a equação (2.11) se reduz a:

$$\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1\right) \frac{d}{de} \left(\frac{k}{1+e} \right) \frac{\partial e}{\partial z} + \frac{\partial e}{\partial t} = 0 \quad (2.12)$$

que não é mais do que a equação de Kynch para a sedimentação retardada. Quando $e < e_s$ o coeficiente β é unitário e a equação (2.11) reduz-se à equação de Gibson.

A determinação do índice de vazios do material no instante em que surgem as tensões efetivas, e_m , pode ser determinado através de ensaios de sedimentação. Para isso basta deixar sedimentar no interior de uma proveta uma pequena quantidade de material e posteriormente determinar o índice de vazios obtido. Para colunas com apenas alguns centímetros de material sedimentado, as tensões efetivas presentes serão suficientemente próximas de zero para serem consideradas nulas. Liu (1990) investigou este parâmetro e verificou não é uma constante de cada solo, mas que depende do teor em água inicial da lama que se faz sedimentar.

A compreensão da transição entre a sedimentação e a consolidação é um aspeto de grande importância. É fundamental determinar o índice de vazios a partir do qual uma lama em sedimentação se transforma num solo. O conhecimento profundo deste fenómeno é crucial para a escolha dos polímeros sintéticos mais adequados, por forma a otimizar os processos de espessamento e deposição de rejeitados (Azam *et al.*, 2007).

2.7.2 SECAGEM E COMPORTAMENTO NÃO SATURADO

Terminadas as fases de sedimentação e consolidação sob peso próprio, a redução do índice de vazios dos rejeitados ocorre através da secagem. Durante a secagem o comportamento dos rejeitados é

fortemente dependente de fatores ambientais, dos quais se destacam a radiação, a temperatura do ar, a velocidade do vento e a humidade.

Embora possa causar oxidação e formação de ácidos, a secagem dos rejeitados proporciona grandes benefícios, nomeadamente (Swarbrick, 1992):

- o aumento da densidade dos rejeitados, aumentando portanto a capacidade do depósito;
- a redução da permeabilidade, levando à redução do potencial de contaminação por percolação de contaminantes;
- a redução da compressibilidade;
- o aumento da resistência ao corte.

Em muitos dos casos a secagem leva à dessaturação dos rejeitados, alterando de forma substancial o seu comportamento. Passam a coexistir três fases (sólida, líquida e gasosa) o que dificulta a formulação de teorias capazes de explicar o comportamento.

A mecânica dos solos não saturados tem sido, nos últimos anos, uma área de grande relevo na engenharia geotécnica. Destacam-se especialmente as contribuições de Alonso *et al.* (1990), Fredlund e Rahardjo (1993), Fredlund *et al.* (2012) e Gens (2010). Esta evolução, além do natural contributo para o comportamento dos solos em condições não saturadas, tem permitido enorme avanço na compreensão de fenómenos de interação, nomeadamente no equilíbrio com a atmosfera, sendo naturalmente decisivo para a compreensão de fenómenos como o dos resíduos mineiros onde a secagem, a infiltração e a evaporação comandam o comportamento do material.

2.7.2.1 Limites de Atterberg e curva de retração

O parâmetro físico fundamental na explicação do comportamento dos solos finos é o teor em água. Como resultado, a classificação deste tipo de solos baseia-se nos valores notáveis deste parâmetro, os chamados limites de Atterberg, representados na Figura 2.14. Nesta figura representa-se em abcissas o teor em água, w , e em ordenadas o índice de vazios.

Para valores muito elevados do teor em água, o solo, ou melhor dizendo, a mistura água-solo comporta-se como um líquido. Reduzindo-se o teor em água de forma progressiva, a partir de certo ponto o material passa a ter um comportamento moldável. Prosseguindo-se com a redução do teor em água, o material atinge um ponto onde o seu comportamento é friável, ou seja separa-se em fragmentos quando se tenta moldá-lo. Se a redução do teor em água continuar, a partir de certo ponto ela deixa de acarretar uma redução do volume (ou do índice de vazios), passando a secagem a fazer-se a volume constante (Matos Fernandes, 2011).

Os três valores que limitam as quatro zonas de diferentes comportamentos são, respetivamente, o limite de liquidez, w_L , o limite de plasticidade, w_P , e o limite de retração, w_S .

Para além da determinação dos limites de Atterberg, pode ter interesse a determinação completa da chamada curva de retração. Esta curva não é mais do que a linha representada na Figura 2.14 e na Figura 2.15.

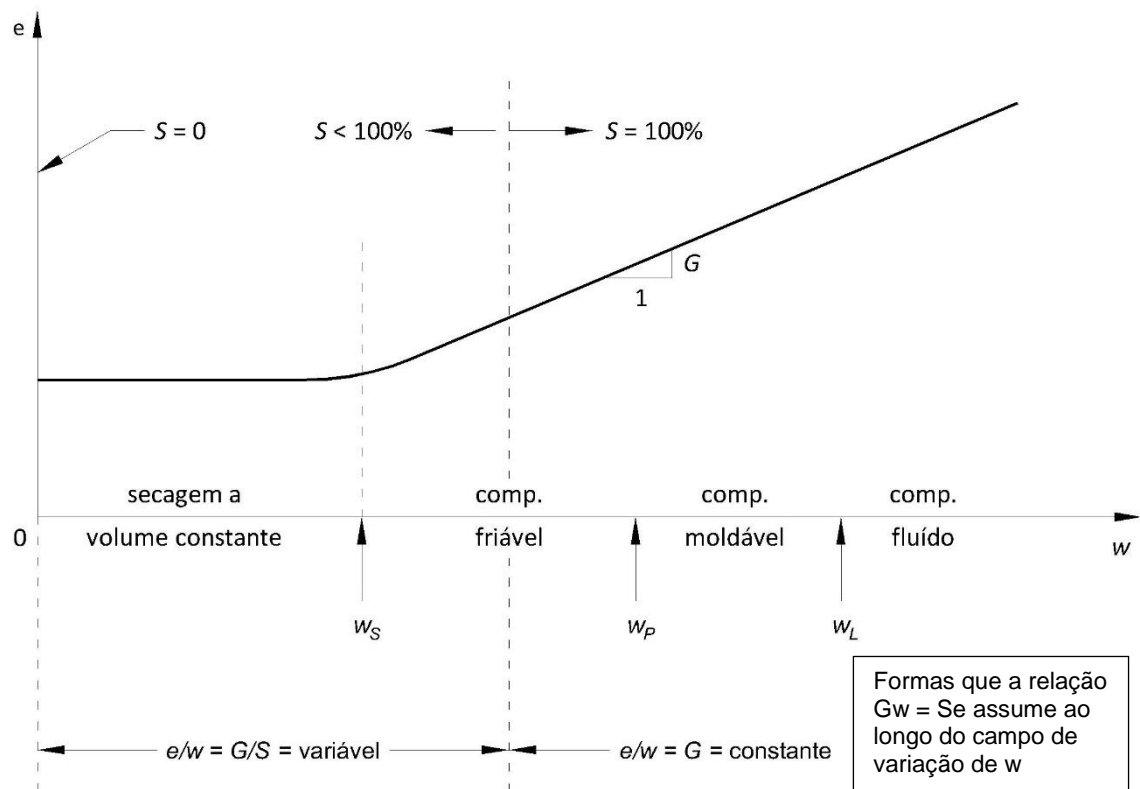


Figura 2.14 – Definição dos limites de consistência ou de Atterberg (Matos Fernandes, 2011).

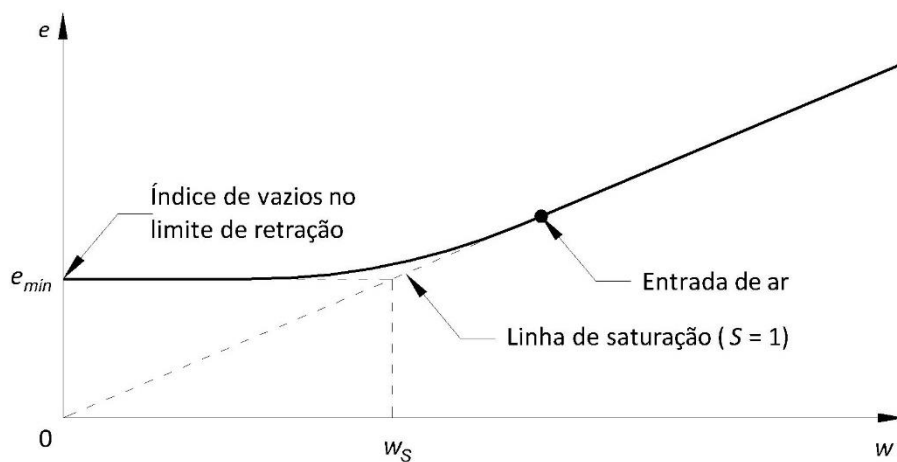


Figura 2.15 – Curva de retração típica (Costa, 2014).

A determinação com precisão da curva de retração pode ser trabalhosa, já que envolve a determinação simultânea do teor em água e da variação volumétrica da amostra. Com esse objetivo, Fredlund *et al.* (2011) desenvolveram um procedimento relativamente simples mas que apresenta bons resultados, que consiste em colocar as amostras no interior de anéis metálicos e deixá-las expostas ao ar, para que ocorra a secagem. Durante a secagem regista-se a variação do peso da amostra e do volume, utilizando um paquímetro. O ensaio é terminado quando deixam de se registar variações de volume e de peso.

Na curva de retração podem ser identificadas três fases. Na primeira fase, para teores em água elevados, o solo permanece saturado e a redução de volume é equivalente à quantidade de água perdida. A partir de determinado ponto, habitualmente designado por valor de entrada de ar, o solo começa a dessaturar e a variação volumétrica deixa de corresponder ao volume de água retirado ao solo. Surgem então forças de sucção, que aumentam à medida que o solo se torna mais seco. São precisamente essas forças as responsáveis pela redução de volume durante esta fase. Por fim, na terceira e última fase, atinge-se o índice de vazios mínimo e secagem a volume constante. Nesta fase, apesar de a sucção continuar a aumentar, a redução de volume é muito pequena, sendo a curva de retração praticamente horizontal, devido ao facto de as partículas sólidas se encontrarem já muito próximas ou até totalmente em contacto umas com as outras.

A forma teórica da curva de retração corresponde a uma hipérbole com uma assíntota horizontal e uma assíntota diagonal cuja inclinação correspondente à densidade das partículas, G . Na sequência de um vasto conjunto de ensaios, Fredlund *et al.* (2002a) propuseram uma equação para aproximar os resultados laboratoriais da curva de retração:

$$e(w) = a_{sh} \left[\frac{w^{c_{sh}}}{b_{sh}^{c_{sh}}} + 1 \right]^{\left(\frac{1}{c_{sh}}\right)} \quad (2.13)$$

onde:

- a_{sh} = índice de vazios mínimo (e_{min});
- b_{sh} = inclinação da linha de tangência;
- c_{sh} = curvatura da curva de retração.

Através desta equação é possível determinar o índice de vazios, e , em função do teor em água gravimétrico, w .

Apesar da aparente simplicidade dos conceitos aqui apresentados, a realidade dos rejeitados é bastante mais complexa. A curva de retração e, em especial, o índice de vazios mínimo, não são propriedades intrínsecas, pois dependem em grande medida da forma de deposição, do teor em água inicial e da tensão efetiva (Fredlund, 1999). A taxa com que ocorre a secagem, contudo, parece não ter influência na curva de retração (Krisdani *et al.*, 2008).

2.7.2.2 Curva de retenção

A curva de retenção de um solo, designada na literatura anglo-saxónica por *Soil Water Characteristic Curve*, é definida como sendo a relação entre o teor em água de um solo e a sucção (Williams, 1982).

Na representação da curva de retenção, o conteúdo de água pode ser definido de diferentes formas, nomeadamente: o teor em água gravimétrico, w , que relaciona o peso de água com o peso de partículas sólidas; o teor em água volumétrico, θ , que relaciona o volume de água com o volume total da amostra e, embora seja menos comum, a curva de retenção do solo pode também ser definida relativamente ao grau de saturação.

A sucção é habitualmente definida como sendo a medida da energia da água livre no solo (Edlefsen e Anderson, 1943) e pode ser medida em termos de pressão parcial de vapor da água nos poros, \bar{u}_v , (Richards, 1965). Sobre o ponto de vista termodinâmico, a equação de Kelvin (Sposito, 1981) permite relacionar a humidade relativa do solo, HR (%), com a sucção.

A sucção total, ψ , pode ser subdividida em duas parcelas: a sucção matricial, $(u_a - u_w)$, em que u_a é a pressão do ar e u_w a pressão da água; e a sucção osmótica, π , tal como indicado pela equação seguinte:

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (2.14)$$

Para valores elevados de sucção (superiores a cerca de 1500 kPa), a sucção matricial e a sucção total podem em geral ser consideradas equivalentes (Fredlund e Xing, 1994).

As limitações em descrever o comportamento mecânico de solos não saturados usando equações de tensões efetivas, semelhantes àquela proposta por Bishop e Donald (1961), levaram a diferentes abordagens para modelar o comportamento destes solos. Independentemente da abordagem seguida, a sucção tem sempre um papel preponderante. A curva de retenção é, portanto, o ponto fulcral de qualquer análise em que seja necessário modelar o comportamento do solo em condições não saturadas (Johari *et al.*, 2006).

A medição dos parâmetros para os modelos constitutivos que permitem reproduzir o comportamento dos solos não saturados são em geral caros e demorados, exigindo técnicas laboratoriais complexas. No entanto, verifica-se que, para a grande maioria dos problemas práticos, é suficiente dispor das propriedades do solo de forma aproximada. Daí que seja importante a existência de procedimentos empíricos para estimar as propriedades dos solos não saturados. É precisamente nesse âmbito que reside uma grande parte da importância da curva de retenção do solo, já que se verifica a existência de relações entre a curva de retenção e muitas das propriedades dos solos não saturados, nomeadamente a variação volumétrica, a resistência ao corte, a permeabilidade, a difusão, a absorção e a condutividade térmica (Barbour, 1998). A curva de retenção fornece também indicações sobre o perfil de saturação, devido à capilaridade, acima do nível freático em depósitos de solos naturais homogêneos (Bear e Verruijt, 1987; Kovács, 1981).

A Figura 2.16 apresenta uma curva de retenção típica, representando-se no eixo horizontal a sucção total e no eixo vertical o teor em água volumétrico.

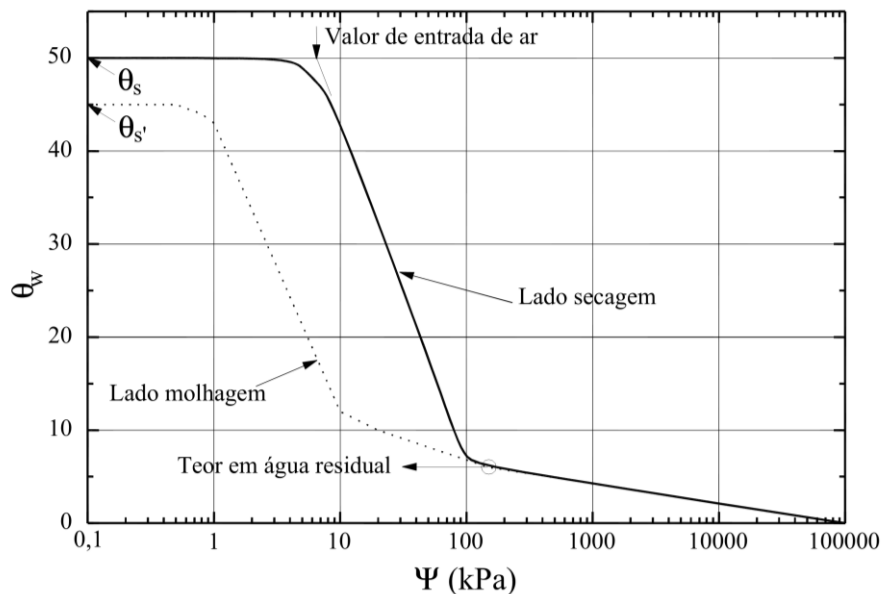


Figura 2.16 – Exemplo típico da curva de retenção de um solo, adaptado de Fredlund e Xing (1994).

O valor de entrada de ar corresponde à sucção associada ao início da dessaturação, momento em que o ar começa a preencher os poros de maior dimensão. O teor em água residual corresponde ao segundo ponto de inflexão da curva de retenção. A partir deste ponto é necessário um grande aumento da sucção para se conseguir reduzir o teor em água (Fredlund e Xing, 1994).

São inúmeras as propostas de equações para descrever a curva de retenção. Por exemplo em Fredlund *et al.* (2012) podem ser encontradas mais de uma dúzia de equações matemáticas para descrever a curva de retenção de um solo. De entre estas curvas, destacam-se, por serem amplamente usadas, a equação proposta por Van Genuchten (1980):

$$\Theta_n = \frac{1}{[1 + (a_{vg}\psi)^{n_{vg}}]^{m_{vg}}} \quad (2.15)$$

onde:

$\Theta_n = \theta/\theta_s$, = teor em água normalizado, que corresponde quociente entre o teor em água volumétrico, θ e o teor em água volumétrico do solo saturado, θ_s .

a_{vg}, n_{vg}, m_{vg} = parâmetros de ajuste da curva;

e a equação proposta por Fredlund e Xing (1994):

$$\theta(\psi, a_{fx}, n_{fx}, m_{fx}) = C(\psi) \frac{\theta_s}{\{\ln[e + (\psi/a_{fx})^{n_{fx}}]\}^{m_{fx}}} \quad (2.16)$$

onde:

$C(\psi)$ = fator corretivo para forçar uma sucção de 10^6 quando o teor em água é nulo;

a_{fx} = parâmetro de ajuste indicativo do valor de entrada de ar;

n_{fx} = parâmetro de ajuste relacionado com o declive da curva de retenção;

m_{fx} = parâmetro de ajuste relacionado com a curvatura próxima do teor em água residual.

O fator corretivo $C(\psi)$ pode ser calculado através da equação:

$$C(\psi) = \frac{-\ln(1 + \psi/\psi_r)}{\ln(1 + 10^6/\psi_r)} + 1 \quad (2.17)$$

onde ψ_r é a sucção correspondente ao teor em água residual, θ_r , tal como representado na Figura 2.16.

2.7.2.3 Variáveis de estado dos solos não saturados

O comportamento mecânico de um solo, isto é, a sua deformação e a resistência ao corte, pode ser descrito em função do seu estado de tensão. O estado de tensão, por sua vez, consiste numa determinada combinação de variáveis, designadas por variáveis do estado de tensão. Essas variáveis devem ser independentes das propriedades do solo. O número de variáveis do estado de tensão necessárias para descrever o estado de tensão de um solo depende, fundamentalmente, do número de fases envolvidas. De forma semelhante ao que aconteceu com o princípio da tensão efetiva e a mecânica dos solos, a

identificação de variáveis do estado de tensão adequadas à descrição do comportamento dos solos não saturados foi uma pedra basilar no surgimento e desenvolvimento da mecânica dos solos não saturados (Fredlund e Rahardjo, 1993).

As variáveis de estado associadas com o estado de tensão desempenham um papel fundamental na formulação matemática do comportamento de um material. A descoberta da tensão efetiva, $(\sigma - u_w)$, como variável de estado dos solos saturados levou ao surgimento de uma nova disciplina científica, a mecânica dos solos.

A tensão efetiva é por vezes considerada uma lei da física. Na verdade, trata-se apenas de uma variável do estado de tensão que pode ser usada para descrever o comportamento dos solos saturados. Como variável de estado, a tensão efetiva é aplicável a areias, siltes, ou argilas, pois é independente das propriedades do solo. A variação volumétrica e a resistência ao corte dos solos saturados são controladas pela tensão efetiva. No caso dos solos não saturados, contudo, a definição de variáveis de estados de tensão adequadas foi consideravelmente mais difícil de se conseguir. Apenas recentemente a comunidade científica chegou a acordo quanto às variáveis do estado de tensão mais aceitáveis para serem usadas na prática da engenharia geotécnica dos solos não saturados (Fredlund *et al.*, 2012).

O conceito de tensão efetiva foi amplamente estudado e verificado experimentalmente (Bishop e Eldin, 1950; Laughton, 1955; Rendulic, 1936; Skempton, 1984). Contudo, apesar das inúmeras tentativas, ainda não foi possível aplicar aos solos não saturados um conceito semelhante ao conceito da tensão efetiva. Na verdade, os solos não saturados são mais complexos, e a utilização de uma única variável definidora dos estados de tensão, semelhante à tensão efetiva dos solos saturados, tem embatido em muitas dificuldades. Tais dificuldades têm levando os investigadores a concluir que são necessárias duas variáveis do estado de tensão independentes para explicar o comportamento dos solos não saturados.

Das várias tentativas de formulação da tensão efetiva em solos não saturados a proposta de Bishop (1959) é a mais divulgada. Esta formulação baseia-se na seguinte equação:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (2.18)$$

onde:

σ'	=	tensão efetiva;
σ	=	tensão total;
u_a	=	pressão do ar nos poros;
u_w	=	pressão da água nos poros (pressão neutra);
χ	=	parâmetro que depende do grau de saturação.

O próprio Bishop reconheceu que a relação entre χ e o grau de saturação não era única, mas altamente dependente do tipo de solo, não sendo portanto uma variável do estado de tensão adequada aos solos não saturados (Marinho, 2005).

O principal motivo para a equação proposta por Bishop não funcionar de forma adequada reside no facto de que as forças intergranulares causadas pela sucção terem efeitos na estrutura do solo substancialmente diferentes das forças intergranulares provocadas pela aplicação de tensões (Gens, 1995).

Além da equação (2.18), foram propostas muitas outras equações tentando estabelecer uma única variável de tensão efetiva para os solos não saturados. Contudo, todas essas equações incorporavam um ou mais parâmetros do solo.

Fredlund e Morgenstern (1977) apresentam uma análise teórica do estado de tensão em solos não saturados com base na mecânica dos meios contínuos multifásicos. Os autores equiparam os solos não saturados a um sistema composto por quatro fases: uma fase sólida, composta pelas partículas; uma fase líquida, composta pela água dos poros; uma fase gasosa, composta pelo ar; e uma quarta fase composta pelos meniscos na interface ar-água. Esta análise levou os autores à conclusão de que se podem usar duas das três variáveis do estado de tensão em solos não saturados: a tensão normal líquida, $(\sigma - u_a)$, a sucção matricial, $(u_a - u_w)$, e a tensão efetiva $(\sigma - u_w)$. Das três combinações possíveis, o par $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ tem sido o mais frequentemente utilizado na formulação de problemas onde intervêm solos não saturados (Fredlund *et al.*, 2012).

2.7.2.4 Resistência ao corte dos solos não saturados

A resistência ao corte de um solo saturado pode ser descrita pelo critério de rotura de Mohr-Coulomb, usando como variável de estado a tensão efetiva:

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_w)_f \tan(\phi') \quad (2.19)$$

onde:

τ_f	=	tensão tangencial na rotura;
c'	=	coesão efetiva, resistência ao corte quando a tensão normal é nula;
$(\sigma - u_w)_f$	=	tensão normal efetiva na rotura;
σ	=	tensão total;
u_w	=	tensão neutra;
ϕ'	=	ângulo de atrito efetivo.

Esta equação define uma relação linear entre a resistência ao corte e a tensão efetiva, tal como ilustrado pela Figura 2.17. A linha tangente aos círculos de Mohr é a chamada envolvente de rotura, que representa todas as possíveis combinações de esforço normal e esforço tangencial que mobilizam toda a resistência ao corte do material em causa.

No caso dos solos não saturados, os círculos de Mohr podem ser representados num gráfico tridimensional, tal como ilustrado na Figura 2.18. Nesse gráfico as tensões tangenciais τ são representadas no eixo das ordenadas e as duas variáveis do estado de tensão $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ surgem como abcissas. No plano frontal, onde a sucção matricial é nula, representam-se os solos saturados. Nesse plano a variável de estado $(\sigma - u_a)$ transforma-se em $(\sigma - u_w)$, já que, com a saturação, a pressão do ar torna-se igual à pressão da água nos poros, ou seja, $(u_a - u_w) = 0$.

Os círculos de Mohr dos solos não saturados são representados em planos paralelos ao eixo das tensões tangenciais, τ , e ao eixo das tensões normais líquidas $(\sigma - u_a)$. A posição do círculo de Mohr na terceira dimensão é determinada pela sucção matricial. A superfície tangente aos círculos de Mohr assim representados é denominada a envolvente de rotura de Mohr-Coulomb generalizada, que define a resistência ao corte dos solos não saturados.

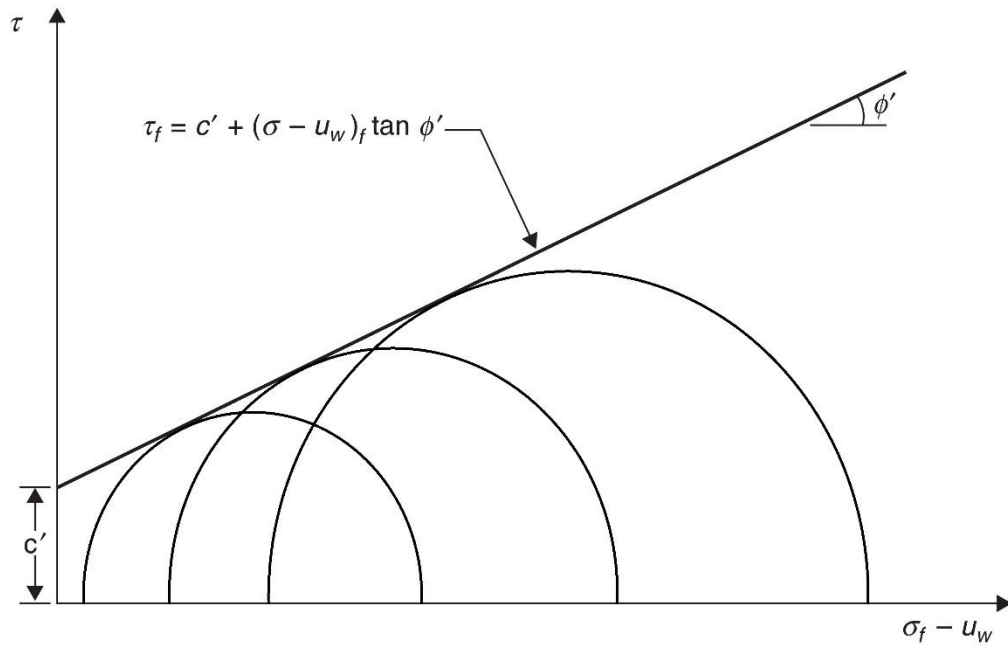


Figura 2.17 – Envolvente de rotura de um solo saturado.

A Figura 2.18 mostra uma envolvente de rotura generalizada planar, que interceta o eixo das tensões tangenciais, fornecendo o valor da coesão efetiva c' . Esse plano envolvente faz com o eixo $(\sigma - u_a)$ um ângulo ϕ' e com o eixo $(u_a - u_w)$ um ângulo ϕ^b . Ambos os ângulos são assumidos como constantes.

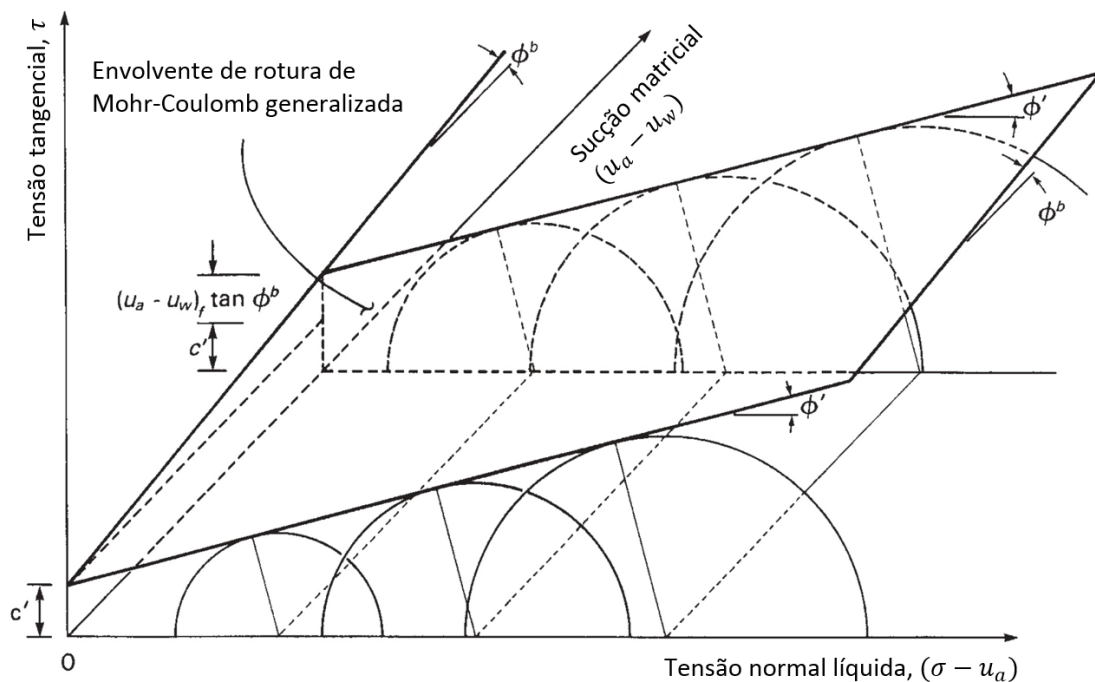


Figura 2.18 – Envolvente de rotura de um solo não saturado.

A coesão efetiva c' e os dois ângulos, ϕ' e ϕ^b , são os parâmetros resistentes do solo, usados para relacionar a resistência ao corte com as variáveis do estado de tensão. A equação matemática dessa envolvente de rotura é então a seguinte:

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a)_f \tan(\phi') + (u_a - u_w)_f \tan(\phi^b) \quad (2.20)$$

onde $(\sigma - u_a)_f$ representa a tensão normal líquida na rotura, $(u_a - u_w)_f$ representa a sucção matricial na rotura e as restantes variáveis têm o significado indicado nos parágrafos anteriores.

O comportamento mecânico dos solos não saturados é afetado de forma distinta pelas variações da tensão normal líquida e pelas variações na sucção matricial (Jennings e Burland, 1962). O aumento da resistência ao corte devido ao aumento da tensão normal líquida é caracterizado pelo ângulo de atrito ϕ' . Já o aumento da resistência ao corte devido ao aumento da sucção matricial é caracterizado pelo ângulo ϕ^b , que é sistematicamente inferior ao ângulo de atrito ϕ' , tal como indica o Quadro 2.1, que resume os resultados experimentais de um variado conjunto de solos provenientes de localizações muito distintas.

Quadro 2.1 – Resultados experimentais dos ângulos de atrito ϕ' e ϕ^b , adaptado de Fredlund *et al.* (2012)

Tipo de solo	c' (kPa)	ϕ' (°)	ϕ^b (°)	Tipo de ensaio e Referência
Argila xistosa compactada; $w = 18,6\%$	15,8	24,8	18,1	Triaxial com w constante, (Bishop <i>et al.</i> , 1960)
Argila de Boulder; $w = 11,6\%$	9,6	27,3	21,7	Triaxial com w constante, (Bishop <i>et al.</i> , 1960)
Argila de Dhanauri; $w = 22,2\%$; $\rho_d = 1580 \text{ kg/m}^3$	37,3	28,5	16,2	Triaxial drenado, (Satija, 1978)
Argila de Dhanauri; $w = 22,2\%$; $\rho_d = 1478 \text{ kg/m}^3$	20,3	29,0	12,6	Triaxial drenado, (Satija, 1978)
Argila de Dhanauri; $w = 22,2\%$; $\rho_d = 1580 \text{ kg/m}^3$	15,5	28,5	22,6	Triaxial com w constante, (Satija, 1978)
Argila de Dhanauri; $w = 22,2\%$; $\rho_d = 1478 \text{ kg/m}^3$	11,3	29,0	16,5	Triaxial com w constante, (Satija, 1978)
Argila cinzenta de Madrid; $w = 29\%$	2,7	22,5	16,1	Corte direto drenado, (Escario, 1980)
Granito decomposto de Hong Kong	28,9	33,4	15,3	Triaxial drenado, (Ho e Fredlund, 1982)
Granito decomposto do Porto (campo experimental CEFEUP)	8,9	36,3	14,4	Triaxial drenado, (Topa Gomes <i>et al.</i> , 2012)
Granito decomposto do Porto (estação de Salgueiros)	8,9	36,3	14,4	Triaxial drenado, (Topa Gomes <i>et al.</i> , 2012)
Riolito decomposto de Hong Kong	7,4	35,3	13,8	Triaxial drenado (Ho e Fredlund, 1982)

Tipo de solo	c' (kPa)	ϕ' (°)	ϕ^b (°)	Tipo de ensaio e Referência
Silte de Tappen-Hotch Hill; $w = 21,5\%$; $\rho_d = 1590 \text{ kg/m}^3$	0,0	35,0	16,0	Triaxial drenado (Krahn <i>et al.</i> , 1989)
Tilito glacial compactado; $w = 12,2\%$; $\rho_d = 1810 \text{ kg/m}^3$	10,0	25,3	7-25,5	Corte direto drenado (Gan e Fredlund, 1988)

Atente-se agora no plano vertical que contém os eixos da tensão tangencial e da sucção matricial, onde a tensão normal líquida é nula. A intersecção da envolvente de rotura generalizada com este plano consiste numa reta com ordenada na origem igual a c' e com inclinação ϕ^b , tal como representada na Figura 2.19. Esta reta representa o aumento da resistência ao corte devido ao aumento da sucção matricial, que pode ser traduzido pela seguinte equação:

$$c = c' + (u_a - u_w)_f \tan(\phi^b) \quad (2.21)$$

onde c representa a coesão do solo, para uma dada sucção matricial e para uma tensão normal líquida nula.

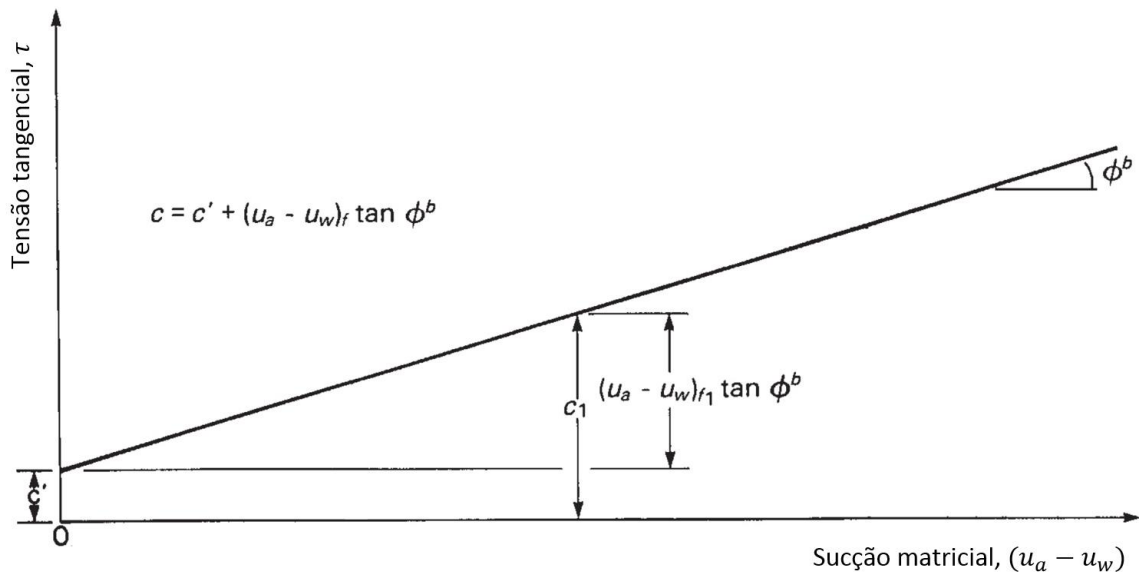


Figura 2.19 – Intersecção da envolvente de rotura de um solo não saturado com o plano τ versus $(u_a - u_w)$.

A envolvente de rotura generalizada pode também ser representada pela sua projeção horizontal no plano frontal, o plano vertical que contém os eixos da tensão tangencial e da tensão normal líquida. Pode efetuar-se essa projeção horizontal para diversos valores de sucção, resultando num conjunto de linhas paralelas, tal como mostrado na Figura 2.20. A cada uma dessas linhas corresponde uma determinada coesão, função da sucção matricial, que se pode calcular através da equação (2.21). Pode-se então escrever a equação matemática dessas linhas:

$$\tau_f = c + (\sigma - u_a)_f \tan(\phi') \quad (2.22)$$

Substituindo a equação (2.21) na equação (2.22) obtém-se a equação da envolvente de rotura de Mohr-Coulomb generalizada para solos não saturados, equação (2.20).

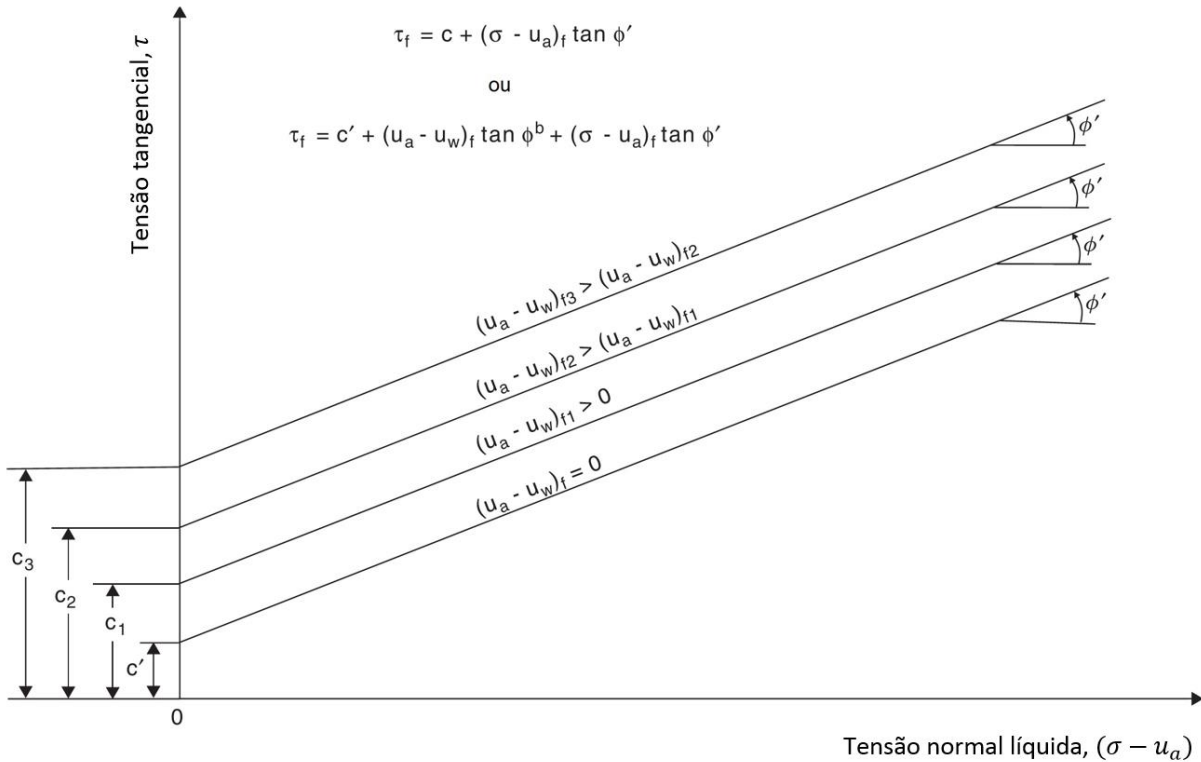


Figura 2.20 – Projeções horizontais da envolvente de rotura de um solo não saturado com o plano τ versus $(\sigma - u_a)$, adaptado de Fredlund *et al.* (2012).

A Figura 2.20 é, portanto, uma representação bidimensional da envolvente de rotura de Mohr-Coulomb generalizada para solos não saturados. A inclusão da sucção matricial na definição da coesão, equação (2.21), não significa necessariamente que a sucção matricial é uma componente coesiva da resistência ao corte, simplesmente soma-se à coesão efetiva c' essa componente da sucção matricial, $(u_a - u_w)_f \tan(\phi^b)$, para se conseguir representar com apenas duas dimensões a envolvente de rotura tridimensional (Fredlund *et al.*, 2012).

2.7.2.5 Deformabilidade dos solos não saturados

A par com a resistência, o conhecimento da deformabilidade de um solo é fundamental para o projeto e análise das obras geotécnicas, estejam elas submetidas a carregamentos estáticos ou dinâmicos. A constatação de que, em grande parte das obras geotécnicas, as deformações se situam na faixa de pequenas e muito pequenas deformações, associada às limitações técnicas para medir deformações a essa escala, levaram ao desenvolvimento de técnicas baseadas em sollicitações dinâmicas (Gerogetti,

2014). De entre estas técnicas destacam-se a coluna ressonante e os *bender elements*. Estes últimos, em particular, têm tido um desenvolvimento notável fruto da sua simplicidade, fiabilidade e facilidade com que se executam ensaios. De facto, os *bender elements*, assim como outros transdutores piezocerâmicos, vieram abrir novos horizontes às práticas laboratoriais, por permitirem a realização de ensaios mecânicos correntes, estáticos ou cíclicos, em simultâneo com os ensaios dinâmicos de ondas sísmicas. Estes transdutores permitem a transmissão e receção das ondas de corte e/ou de compressão e podem ser instalados em praticamente todos os equipamentos de ensaios de solos convencionais, mais frequentemente em edómetros e em câmaras triaxiais, mas também em sistemas mais complexos, como em câmaras de calibração, centrifugadoras, colunas ressonantes e inclusivamente em sistemas triaxiais cúbicos verdadeiros (Ferreira, 2008).

Em grande parte das aplicações geotécnicas a caracterização da deformabilidade é efetuada através da determinação do módulo de distorção, G . Trata-se de um dos parâmetros de rigidez ou, inversamente, da deformabilidade dos solos, que reflete uma medida exclusivamente dependente das solicitações de corte, e é reconhecidamente um parâmetro geotécnico de referência. A sua caracterização tem, por isso, uma influência determinante na definição e seleção dos valores de cálculo a adotar em projeto (Ferreira, 2002).

Embora possa parecer simples, a determinação experimental do módulo de distorção não está isenta de dificuldades. De facto, para uma determinada estrutura geotécnica (fundação, estrutura de suporte ou túnel, por exemplo), a deformabilidade do solo varia em função da grandeza e posição das cargas consideradas (Atkinson, 2000). Acresce o facto de os diversos ensaios *in situ* (desde os ensaios geofísicos, com medição de velocidades de ondas sísmicas, aos ensaios de carga em placa e pressiométricos) e de laboratório (ensaios dinâmicos, como a coluna ressoante ou com recurso à transmissão de ondas sísmicas, ou estáticos monotónicos e cíclicos, em amostras de boa qualidade) desenvolvidos com vista a essa caracterização, fornecem resultados fortemente divergentes. Em muitos casos, encontram-se diferenças da ordem de 10 vezes entre os parâmetros de rigidez obtidos (Ferreira, 2002).

A Figura 2.21 representa a curva de degradação da rigidez, que mostra a evolução típica do módulo de deformabilidade, em função do nível de deformação. A curva está complementada com importantes referências: a gama de deformações a que o solo está submetido em condições de serviço para diferentes estruturas geotécnicas, bem como a gama de deformações para as quais o módulo de distorção pode ser determinado em diferentes ensaios laboratoriais. Na figura pode observar-se que, para muito pequenas deformações, a rigidez é relativamente alta, enquanto para deformações próximas da rotura, o seu valor é muito inferior. Esta degradação, demonstrando claramente a forte dependência do módulo de distorção com o nível de deformação, revela de forma inequívoca o carácter não linear dos solos (Ferreira, 2002).

Naturalmente, para além do nível de deformação, da tensão de confinamento, do índice de vazios, e de outros fatores, também a sucção tem um efeito substancial na deformabilidade dos solos. Precisamente, nos últimos anos tem sido realizada bastante investigação com o objetivo de estabelecer correlações entre a sucção e a deformabilidade. Grande parte desta investigação apoia-se em métodos dinâmicos, designadamente nos *bender elements* e nas colunas ressonantes.

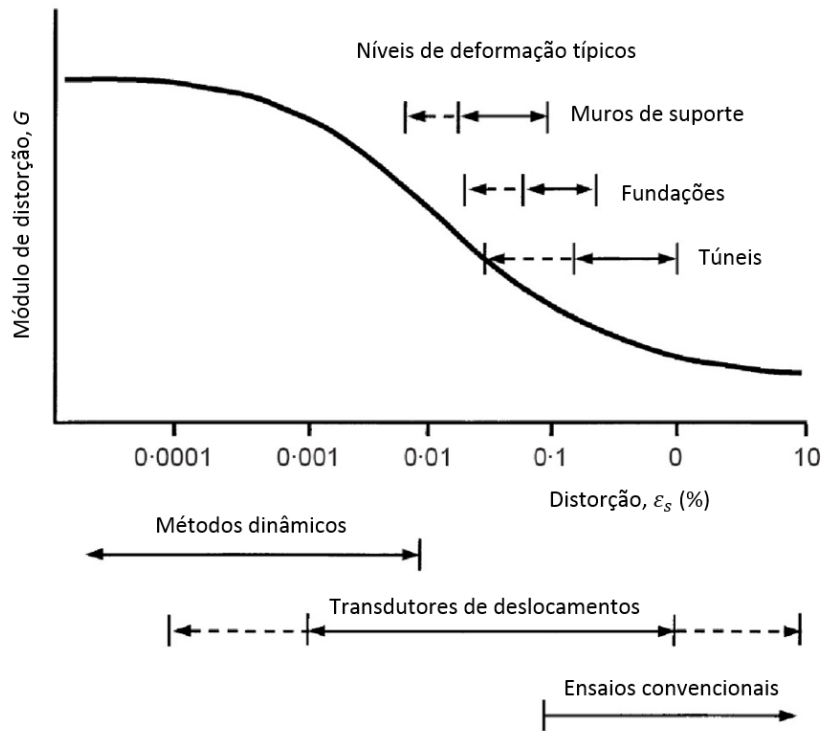


Figura 2.21 – Degradação da rigidez e níveis de deformação típicos dos ensaios laboratoriais e das obras geotécnicas, adaptado de Atkinson (2000).

Vassallo *et al.* (2007a) apresentam os resultados experimentais de um estudo que teve por objetivo investigar o efeito da tensão de confinamento e da sucção no módulo de distorção inicial, G_0 , de um silte argiloso. Estes autores efetuaram um conjunto de ensaios em que os provetes foram consolidados isotropicamente sob várias tensões e sob várias sucções. A deformabilidade foi determinada usando a técnica da coluna ressonante torsional. A partir dos resultados obtidos e usando como variáveis de estado de tensão a tensão normal líquida, $(\sigma - u_a)$, e a sucção matricial, $(u_a - u_w)$, Vassallo *et al.* (2007b) estabelecem uma relação de dependência entre a deformabilidade elástica e o estado de tensão:

$$\frac{G_0}{f(e) p_{atm}} = S \left(\frac{\sigma - u_a}{p_{atm}} \right)^n + F(u_a - u_w) \quad (2.23)$$

Nesta equação a deformabilidade é normalizada em relação à pressão atmosférica, p_{atm} , e em relação à função do índice de vazios, $f(e)$, inicialmente proposta por Hardin e Black (1968):

$$f(e) = \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} \quad (2.24)$$

A variável S é um parâmetro adimensional multiplicador da rigidez, e o n um parâmetro do solo que tem em conta o efeito da tensão normal líquida. Por último, $F(u_a - u_w)$ é uma função que quantifica o quanto a curva correspondente ao solo saturado tem que ser deslocada para ter em conta o efeito da sucção matricial.

De forma semelhante, Heitor *et al.* (2013), tomando como ponto de partida o trabalho de Alonso *et al.* (2010), efetuaram um conjunto de medições experimentais da deformabilidade de areias siltosas compactadas e apresentam a seguinte equação para definição do módulo de distorção, G_0 , normalizado em relação ao módulo de distorção saturado de referência, $G_{r,sat}$:

$$\frac{G_0}{G_{r,sat}} = A f(e) \left[\frac{(\sigma - u_a) + S_r^k (u_a - u_w)}{p_r} \right]^n \quad (2.25)$$

Nesta equação o parâmetro A está relacionado com a estrutura do solo e $f(e)$ é uma função do índice de vazios. S_r representa o grau de saturação e p_r a pressão de referência, que habitualmente se considera igual ao valor da pressão atmosférica. Os expoentes k e n são parâmetro do solo.

Uma abordagem um pouco mais simplista é apresentada por Hoyos *et al.* (2015). Estes autores utilizaram simultaneamente as técnicas de *bender elements* e colunas ressonantes, para determinar a rigidez de um vasto conjunto de provetes de areia siltosa, sujeitos a sucções entre 50 e 400 kPa. Usando como variáveis de estado de tensão a sucção matricial, $(u_a - u_w)$, e a tensão normal líquida, $(\sigma - u_a)$, estes autores estabeleceram a seguinte equação para quantificar o módulo de distorção:

$$\log(G_{max}) = \log(G_0) + \log(\sigma - u_a)^B + \log(u_a - u_w)^H \quad (2.26)$$

onde G_0 corresponde ao módulo de distorção inicial (elástico) para um confinamento mínimo, $(\sigma - u_a) = 1$, e uma sucção matricial mínima, $(u_a - u_w) = 1$. Os expoentes B e H são duas constantes, características de cada solo.

No caso particular do solo residual do granito do Porto, tendo por base os resultados de ensaios triaxiais não drenados, Topa Gomes e Viana da Fonseca (2012) relatam um crescimento do módulo de deformabilidade de aproximadamente 1% por cada kPa de sucção matricial.

Sintetizando as várias abordagens presentes na bibliografia, pode dizer-se que a influência da sucção sobre a deformabilidade se encontra claramente comprovada. Inequivocamente, o aumento da sucção matricial conduz a um aumento da rigidez das amostras. A generalidade dos estudos sobre esta temática comprova ainda que aumentos idênticos da sucção matricial e da tensão normal líquida afetam a rigidez em diferente medida (Ng e Zhou, 2014). Até certo ponto este resultado é semelhante aos efeitos sobre a resistência ao corte, onde a eficácia da sucção matricial a aumentar a rigidez é inferior à da tensão normal líquida.

2.7.2.6 Permeabilidade

A determinação laboratorial da permeabilidade de um solo saturado é uma tarefa relativamente simples. Essa determinação pode ser realizada de forma direta, impondo a determinada amostra um gradiente de pressões neutras e medindo o volume percolado. Este procedimento pode ser bastante demorado, em especial nos solos mais finos. É também possível estimar a permeabilidade de forma indireta, por exemplo através da análise das curvas de assentamento no tempo resultantes de ensaios edométricos. Em alternativa pode estimar-se a permeabilidade através das curvas de dissipação dos excessos de pressão neutra, em ensaios com edómetro de Rowe. Os métodos indiretos são especialmente úteis no caso de solo com baixa permeabilidade.

Num solo saturado a permeabilidade é habitualmente considerada constante. No entanto, no caso dos solos não saturados, o coeficiente de permeabilidade apresenta variações em função do estado de tensão,

particularmente da sucção instalada. As variações de sucção para além do valor de entrada de ar têm um grande efeito sobre este coeficiente (Fredlund *et al.*, 2012).

Habitualmente, a permeabilidade de um solo reduz-se várias ordens de grandeza à medida que o seu teor em água se reduz. Num solo, a água apenas pode fluir pela parte dos vazios preenchida por água. Com a secagem, o coeficiente de permeabilidade vai diminuindo à medida que se reduz a quantidade de água no solo, já que se torna menor a área da secção transversal por onde a água pode fluir. A relação entre a quantidade de água presente no solo e a permeabilidade não é, contudo, linear. O coeficiente de permeabilidade reduz-se muito mais rapidamente que o grau de saturação. Com a redução da quantidade de água nos poros do solo cresce a tortuosidade do percurso efetuado pela água. Como consequência, uma redução aritmética da quantidade de água resulta numa redução logarítmica da permeabilidade (Fredlund *et al.*, 2012).

A determinação direta, em laboratório, da permeabilidade de um solo não saturado pode ser uma tarefa laboriosa e extremamente demorada, em especial quando o teor em água é reduzido. Tal facto levou ao estabelecimento de relações entre a permeabilidade e outras propriedades dos solos, particularmente com a curva de retenção (Leong e Rahardjo, 1997a). A título de exemplo, na Figura 2.22 mostra-se a curva de retenção de uma areia e a respetiva curva da variação do coeficiente de permeabilidade com a sucção (Gitirana *et al.*, 2006).

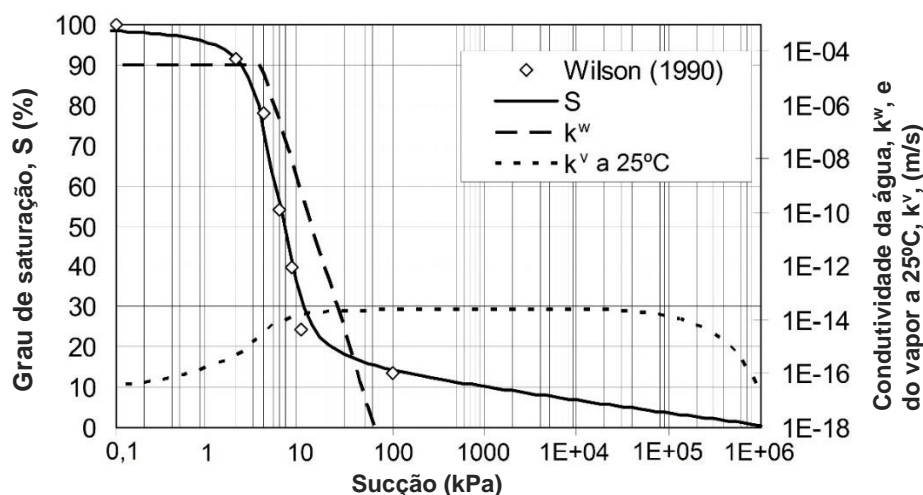


Figura 2.22 – Exemplo da variação do coeficiente de permeabilidade com a sucção, adaptado de Gitirana *et al.* (2006).

2.7.2.7 Trocas de humidade com a envolvente

A análise de um depósito de rejeitados em condições não saturadas implica a definição clara das condições fronteira, nomeadamente no que concerne ao movimento da água. Considerando um depósito de grande extensão em planta, as trocas de água com a envolvente podem ocorrer por:

- drenagem pela base;
- escoamento superficial da água exsudada;
- evaporação para a atmosfera;
- infiltração a partir da deposição de novas camadas de rejeitados e por ação da pluviosidade.

Tratando-se de materiais potencialmente perigosos para o ambiente, a deposição de rejeitados mineiros deve ser realizada de forma criteriosa. Uma das questões a avaliar é a percolação para o terreno natural sobre o qual se constrói o depósito de rejeitados, com eventual contaminação dos lençóis freáticos locais. Nos casos em que os estudos de viabilidade mostrem que solo de fundação é demasiado permeável, será necessário tomar medidas para conter ou limitar a contaminação das camadas subjacentes. Quando necessário, deve proceder-se à impermeabilização, seja ela conseguida pela colocação de uma camada de solo argiloso, tela bentonítica ou membrana geossintética impermeável. Assim sendo, espera-se que o fluxo de água pela base do depósito de rejeitados seja suficientemente reduzido para que possa ser desprezado no balanço hídrico e na modelação numérica.

Relativamente ao escoamento superficial, ele ocorre sobretudo nos primeiros instantes após deposição, durante os quais parte da água presente nos rejeitados é exsudada e acede à superfície. Os rejeitados, quando depositados subaereamente, formam ligeiras pendentes que favorecem a remoção desse excesso de água, que é habitualmente conduzida para uma bacia de drenagem, a partir de onde pode ser bombeada e reintroduzida no processo de extração e processamento do minério.

A quantificação da quantidade de água evaporada a partir da superfície de depósito de rejeitados é um problema complexo. Uma abordagem habitual consiste em analisar o problema em termos de evaporação potencial e evaporação efetiva.

O conceito de evaporação potencial é muito usado na prática da engenharia. O Glossário Internacional de Hidrologia (World Meteorological Organization, 2012) define a evaporação potencial como sendo a quantidade de vapor de água emitida por uma superfície de água pura por unidade de superfície e unidade de tempo, sob certas e determinadas condições atmosféricas. Corresponde, por assim dizer, à evaporação que ocorreria num local com um espelho de água. De acordo com esta definição a evaporação potencial apenas entra em linha de conta com os fatores ambientais, tais como a temperatura, radiação solar, humidade relativa e a velocidade do vento. A evaporação potencial num determinado local pode ser facilmente determinada através do uso de atmómetros, tanques de evaporação (Bruch, 1993) ou lisímetros (Fujiyasu *et al.*, 2000).

Sendo certo que a evaporação à superfície de solos saturados é aproximadamente igual à evaporação a partir da superfície de corpos de água, a taxa de evaporação efetiva de determinado solo decresce muito rapidamente à medida que decresce o seu grau de saturação (Wilson *et al.*, 1997). O aumento da sucção no solo reduz a disponibilidade de água e a permeabilidade e, portanto, limita a quantidade de água transferida para a atmosfera por evaporação.

De acordo com a interpretação de Wilson *et al.* (1994), a evolução da evaporação efetiva pode ser dividida em três fases, tal como ilustrado pela Figura 2.23. Durante a primeira fase, enquanto o solo se mantém saturado, a evaporação efetiva é praticamente idêntica à evaporação potencial. Durante a segunda fase a afluência de água à superfície é menor do que a evaporação potencial, fruto do aumento da sucção e consequente redução da permeabilidade. Nesta fase ocorre uma redução drástica da evaporação efetiva. Na terceira e última fase a evaporação é considerada residual. À medida que o solo vai perdendo humidade a fase líquida torna-se descontínua, cessando o movimento de água líquida. Nesta fase, a afluência de água à superfície ocorre através de um processo de difusão de vapor (Hillel, 1998). Esta curva parece ter muita correspondência com a curva de retenção do solo, o que não será de estranhar, uma vez que a evaporação e a retenção de água são aspetos fisicamente relacionáveis.

De acordo com Wilson *et al.* (1994) existem três fatores que dominam a transferência de água da superfície do solo para a atmosfera. O primeiro fator é o fornecimento e a procura de água impostas pelas condições atmosféricas, onde se incluem a precipitação, a radiação solar, a velocidade do vento e a temperatura do ar. O segundo fator é a facilidade com que o solo consegue transportar a água para a

superfície, intimamente relaciona com a permeabilidade e a capacidade de armazenamento. Por último, os autores identificaram como fator de grande importância a existência e as propriedades da vegetação. Estes três fatores não funcionam como variáveis independentes, mas antes de forma muito interligada.

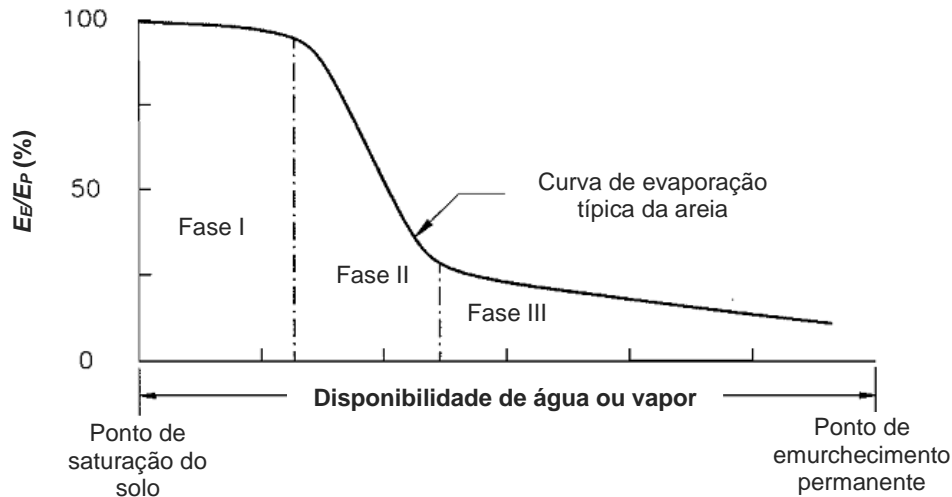


Figura 2.23 – Relação entre a evaporação efetiva, E_e , e a evaporação potencial, E_p , como função da disponibilidade de água no solo (Wilson *et al.*, 1994).

Para além da sucção, a evaporação efetiva a partir da superfície de um depósito de rejeitados depende de outros dois fatores, de efeito antagónico: por um lado, a formação de fendas verticais, provocadas pela retração, que fazem aumentar área da superfície em contacto com a atmosfera, contribuindo para um aumento da evaporação efetiva (Fujiyasu *et al.*, 2000); por outro lado, a típica acumulação superficial de sais aumenta a refletividade dos rejeitados - efeito de albedo (Simms *et al.*, 2007), reduzindo a tensão de vapor e aumentando a resistência à transferência de humidade, por aumento da sucção osmótica (Fujiyasu e Fahey, 2000).

Penman (1948) propôs um método para cálculo da evaporação potencial utilizando simultaneamente equações de balanço energético e transferência de massa. Desse método resultou a seguinte equação:

$$E = \frac{\Gamma Q_n + \xi E_a}{\Gamma + \xi A} \quad (2.27)$$

onde:

E = fluxo evaporativo (mm/dia);

Γ = declive da curva que relaciona a tensão de vapor com a temperatura média do ar (mm Hg/°C);

Q_n = radiação absorvida pela superfície do solo;

ξ = constante psicrométrica;

E_a = $f(u) e_a (B - A)$;

$f(u)$ = $0,35 (1 + 0,146 Wa)$;

Wa	=	velocidade do vento (km/h);
e_a	=	pressão de vapor do ar acima da superfície do solo (mm Hg);
B	=	inverso da humidade relativa presente do ar;
A	=	inverso da humidade relativa à superfície do solo.

De acordo com Rosenberg *et al.* (1983), citado por Wilson (1990), o método de Penman tornou-se o método mais utilizado para estimar a evapotranspiração potencial. A popularidade do método deve-se sobretudo à sua simplicidade e facilidade de aplicação. A equação apresentada por Penman apenas requer a medição de parâmetros meteorológicos comuns tais como temperatura do ar, velocidade do vento e humidade relativa.

Para conseguir estimar a evaporação efetiva, Wilson (1990) propôs um modelo acoplado considerando as equações de transferência de massa e calor, para calcular a pressão de vapor à superfície de um solo. Essa formulação baseia-se nos princípios estabelecidos pelas leis de Darcy e Fick, que descrevem o fluxo de água líquida e vapor de água através da seguinte equação:

$$\frac{\partial h_w}{\partial t} = C_w \frac{\partial}{\partial y} \left(k_w \frac{\partial h_w}{\partial y} \right) + C_v \frac{\partial}{\partial y} \left(D_v \frac{\partial P_v}{\partial y} \right) \quad (2.28)$$

onde:

h_w	=	carga hidráulica total (m);
t	=	tempo (s);
C_w	=	coeficiente de variação volumétrico relativo à fase líquida;
y	=	posição (m);
k_w	=	permeabilidade, ou condutividade hidráulica (m/s);
C_v	=	coeficiente de variação volumétrico relativo à fase gasosa;
D_v	=	coeficiente de difusão de vapor de água no solo;
P_v	=	pressão parcial de vapor da água no solo (kPa).

e pela lei de Fourier que descreve a condutividade térmica no solo imediatamente abaixo da fronteira entre o solo e a atmosfera através da equação:

$$C_h \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial t} \right) - L_v \left(\frac{P + P_v}{P} \right) \frac{\partial}{\partial y} \left(D_v \frac{\partial P_v}{\partial y} \right) \quad (2.29)$$

onde:

C_h	=	calor específico por unidade de volume (J/(m ³ .°C));
T	=	temperatura (°C);
λ	=	condutividade térmica do solo (W/(m.°C));
L_v	=	calor de vaporização latente para a água (J/kg);
P	=	pressão atmosférica total (kPa).

Estas equações estão na base da criação do *software SoilCover*, desenvolvido com a colaboração de Wilson, especialmente vocacionado para análise das trocas de humidade entre as camadas superficiais dos solos e a atmosfera. Este *software* é especialmente útil no dimensionamento das camadas de cobertura de instalações de deposição de rejeitados. Este e outros programas de cálculo serão apresentados com algum detalhe no ponto 2.8.

Nos anos mais recentes tem surgido um grande número de publicações onde se analisa o efeito da secagem associada à deposição em camadas finas e interação entre as sucessivas camadas: (Dunmola, 2012; Junqueira *et al.*, 2011; Salfate e Pinto, 2013; Simms *et al.*, 2010). A deposição em camadas de espessura reduzida tem por objetivo maximizar os efeitos da secagem por exposição à atmosfera. Esses efeitos são, fundamentalmente, a redução do índice de vazios e o aumento da resistência ao corte.

No estudo das trocas de humidade com o meio envolvente é importante ter em conta a precipitação. É relativamente simples determinar a quantidade de água da chuva que cai em determinada área, recorrendo, por exemplo, a estações meteorológicas. No entanto, determinar a quantidade de água infiltrada é um trabalho bastante mais complexo, já que implica a consideração de vários fatores de difícil caracterização. No caso particular dos rejeitados sabe-se que a infiltração da água das chuvas é em geral reduzida (Verburg *et al.*, 2006; Woyshner e St-Arnaud, 1994). Para isso contribuem as ligeiras pendentes com que habitualmente são dotados os depósitos de rejeitados e a reduzida permeabilidade dos mesmos, em especial da camada mais superficial, por se encontrar sujeita à secagem e à acumulação de sais. A infiltração é função da pluviosidade, mas acima de tudo das condições superficiais do depósito de rejeitados, nomeadamente, da inclinação, do nível de sucção (que interfere diretamente na permeabilidade), da acumulação de sais e do padrão de fendilhação (Theriault *et al.*, 2003).

A deposição em camadas de grande espessura produz um padrão de fendilhação mais aberto, com fendas mais largas e profundas. Estas fendas mais profundas permitem um acréscimo de infiltração, contribuindo para o humedecimento das camadas subjacentes durante os períodos de menor evaporação (Theriault *et al.*, 2003).

Apesar de na maioria dos casos os efeitos da secagem serem francamente positivos, o excesso de secagem pode levar à ocorrência de drenagem ácida (Daliri, 2013). Enquanto os rejeitados estiverem saturados o problema da drenagem ácida não se coloca (Alakangas *et al.*, 2013). No entanto, assim que os rejeitados deixam de estar saturados, ficam sujeitos à oxidação e formação de ácido (Bryan *et al.*, 2010).

Existem muitas instalações de deposição de rejeitados mineiros onde a evaporação potencial é muito superior à precipitação. Nestes casos existe uma tendência para a contínua dessecação dos rejeitados, parecendo inevitável que a longo prazo, depois do encerramento do aterro, ocorra drenagem ácida. Para contrariar esta tendência pode utilizar-se um sistema de cobertura adequado. Tal cobertura deverá ser dotada de uma camada que favoreça a infiltração, e em simultâneo deve possuir uma barreira anti-caliparidade. Esta barreira limita o afluxo de humidade à superfície, reduzindo portanto a evaporação efetiva (Dagenais *et al.*, 2005).

O efeito das trocas de humidade entre os rejeitados e a atmosfera envolvente encontra-se ilustrado na Figura 2.24. Considere-se uma determinada massa de solo, com o nível freático localizado a uma dada profundidade e com uma cobertura que impede as trocas de humidade com a atmosfera. Nesse caso, e admitindo que o equilíbrio de pressões neutras é puramente hidrostático, as pressões neutras na zona não saturada são negativas e variam linearmente com a profundidade (linha 1 na figura). A sua magnitude é igual à altura piezométrica, que corresponde à diferença de cotas entre qualquer ponto e o nível freático. Em qualquer par de pontos a carga hidráulica (cota geométrica somada com a cota piezométrica) é idêntica, e portanto não pode haver fluxo vertical de água (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Suponha-se agora que a cobertura era removida, deixando a superfície exposta às condições ambientais. Essas condições podem criar condições para a existência de um fluxo vertical da água presente no solo, alterando o perfil de tensões neutras negativas. A evaporação (em regime estacionário) faz aumentar a sucção na zona mais próxima da superfície, tal como ilustrado pela linha 2 na Figura 2.24. Nesta situação a distribuição de pressões negativas torna-se não linear, sendo também não linear a variação da permeabilidade. Por simplificação é corrente admitir que o nível freático se mantém constante, no entanto, dada a evaporação, pode ocorrer um rebaixamento do mesmo.

O efeito contrário é causado pela infiltração. A linha 3 da Figura 2.24 ilustra a pressão neutra associada a um regime estacionário de infiltração. Neste caso, a precipitação causa uma redução da sucção (comparativamente com a linha 1). Como a cota geométrica se mantém constante a carga hidráulica à superfície aumenta originando um fluxo descendente.

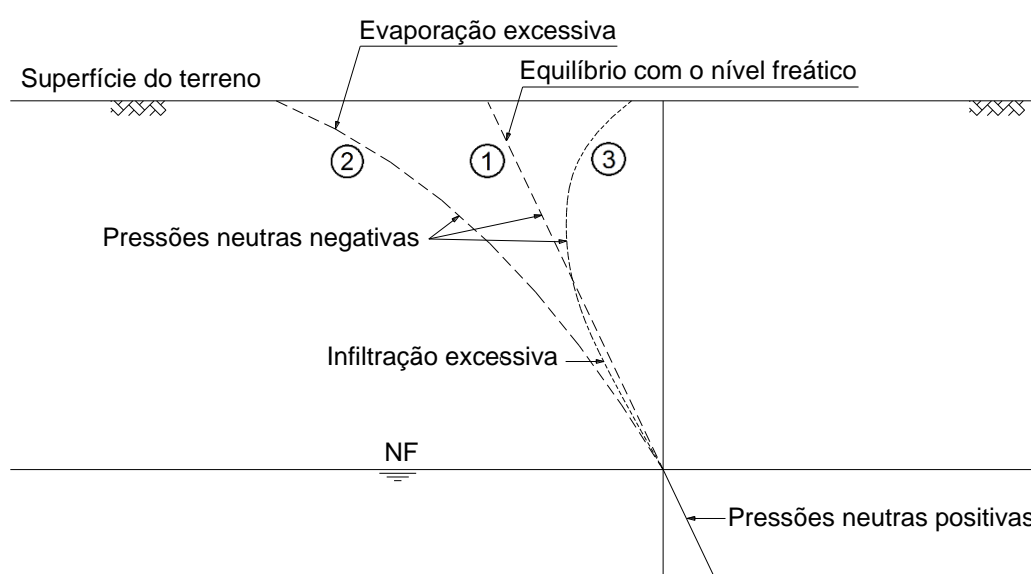


Figura 2.24 – Relação entre evaporação/infiltração e a sucção na zona não saturada (Topa Gomes, 2009).

A determinação dos efeitos da secagem na variação de volume e na resistência de uma massa de rejeitados é um problema de grande complexidade. Atualmente existem muitos modelos para previsão do comportamento de solos não saturados, mas nenhum deles resolve o problema de forma unificada. Em face destas dificuldades têm surgido nos últimos anos muitas linhas de investigação focadas nos solos não saturados, sendo esta uma área da mecânica dos solos em franca expansão (Alonso, 2003; Fredlund, 2006; Gens, 2013).

Uma extensa análise sobre as diferentes teorias explicativas do comportamento dos solos não saturados é apresentada por Fredlund *et al.* (2012). Muitas destas teorias consideram a possibilidade de ocorrência de três classes de comportamento distintas, com base na continuidade das fases líquida e gasosa do solo. A análise do comportamento deveria pois ser feita considerando uma aproximação específica para cada uma dessas classes (Ausilio *et al.*, 2002).

Para graus de saturação elevados a fase líquida é contínua e a fase gasosa descontínua. O ar contido nos poros está ocluído e não pode fluir pelo solo. Nestas circunstâncias as bolhas de ar e a água têm um comportamento semelhante a um fluido compressível e homogêneo (Villar, 2002). Para análise desta classe podem ser usadas as propostas de Olson (1986) e de Vaziri e Christian (1994), que fazem uma

aproximação da teoria unidimensional de Terzaghi para aplicação em solos com grau de saturação superior a cerca de 80%.

Para valores de saturação inferiores o problema torna-se mais complexo pois, tanto a fase líquida como a fase gasosa, podem fluir livremente pelo solo. Este caso foi estudado por Fredlund e Hasan (1979) e por Lloret e Alonso (1980). A formulação para estes casos baseia-se em duas equações de continuidade, uma para a fase líquida e outra para a fase sólida, que é necessário resolver simultaneamente.

Com a progressão da secagem a fase líquida torna-se descontínua. Quando tal acontece a permeabilidade é muito reduzida, já que o fluxo de água no solo ocorre através do fluxo de vapor. É convicção do autor que nestes casos não haverá lugar a assentamentos por consolidação, já que não é expectável que ocorram excessos de pressão neutra. Além disso, tratando-se de materiais mais secos, a sua rigidez será muito mais elevada do que a rigidez dos rejeitados acabados de depositar. É portanto de esperar que as variações volumétricas de rejeitados desta classe, em que a fase líquida é descontínua, sejam desprezáveis quando comparadas com as variações volumétricas totais. Não terá portanto muito interesse o estudo detalhado do seu comportamento.

2.7.3 CONSOLIDAÇÃO DE SOLOS NÃO SATURADOS

Além da consolidação sob peso próprio, apresentada em 2.7.1, torna-se necessário analisar a consolidação causada pela deposição de sucessivas camadas de rejeitados.

No caso particular em que os rejeitados estão saturados, não há distinção, em termos matemáticos, entre a consolidação provocada pelo peso próprio ou pelo peso das camadas sobrejacentes. No entanto, quando os rejeitados estão apenas parcialmente saturados, a variação volumétrica será bastante diferente.

Tal como acontece no caso dos solos saturados, a aplicação de uma determinada carga a uma amostra de solo não saturado gera excessos de pressão na água e no ar presente nos poros do solo. Com a dissipação desses excessos ocorrem os assentamentos a que se dá o nome de consolidação. Os excessos de pressão podem também surgir como resultado da alteração das condições de fronteira, como por exemplo a infiltração ou a secagem.

Tomando como ponto de partida a descrição de Fredlund *et al.* (2012), apresenta-se nos parágrafos seguintes a evolução histórica das teorias disponíveis para previsão da consolidação de solos não saturados.

Biot (1941) apresentou uma teoria acerca da consolidação de solos não saturados, com bolhas de ar oclusas (fase gasosa descontínua). Usou duas equações constitutivas para relacionar as tensões e as deformações, em termos de tensões efetivas e em termos de pressões da água nos poros. Por outras palavras, reconheceu a importância de considerar separadamente os efeitos das tensões totais e das tensões efetivas. Uma das equações relacionava o índice de vazios com o estado de tensão, enquanto a outra relacionava o teor em água com as tensões no solo. As premissas consideradas por Biot são semelhantes àquelas assumidas na teoria da consolidação de Terzaghi. A teoria de Biot resultou numa equação semelhante à equação (2.6), mas onde o coeficiente de consolidação, c_v , foi modificado para ter em conta a compressibilidade do fluido. Recorde-se que uma das hipóteses da teoria da consolidação de Terzaghi era precisamente o facto da água e as partículas serem incompressíveis. Larmour (1966), Hill (1967) e Olson (1986) mostraram que a equação da consolidação de Terzaghi com um coeficiente de consolidação modificado pode ser usada para descrever a consolidação de solos não saturados com bolhas de ar oclusas. Scott (1963) incorporou na teoria desenvolvida por Biot a variação do índice de vazios e do grau de saturação.

Blight (1961) derivou uma equação de consolidação não saturada para fase gasosa de um solo seco e rígido. Nessa derivação considerou a lei de difusão de Fick, que relaciona a transferência de massa com o gradiente de pressão. Barden (1965 e 1974) apresentou uma análise da consolidação unidimensional de um solo argiloso compactado parcialmente saturado, usando a lei de Darcy para descrever o fluxo de ar e de água. Fredlund e Hasan (1979) apresentaram duas equações diferenciais parciais cujas incógnitas são as pressões do ar e pressões da água nos poros durante o processo de consolidação unidimensional de um solo parcialmente saturado. Na derivação destas equações a fase gasosa foi admitida contínua. O fluxo de água foi definido de acordo com a lei de Darcy e o fluxo de ar de acordo com a lei de Fick. Os coeficientes de permeabilidade relativos à água e ao ar foram definidos como funções da sucção. Ou seja, as duas equações diferenciais continham termos onde era incluída a variação dos coeficientes de permeabilidade. A formulação proposta por estes autores tem uma forma semelhante à da teoria da consolidação de Terzaghi. Uma das propriedades desta teoria muito valorizada é o facto de apresentar uma transição suave entre os solos saturados e os solos não saturados. De forma independente, Lloret e Alonso (1980) propuseram uma formulação muito semelhante. As equações apresentadas por Fredlund e Hasan (1979) mostraram razoável concordância com os resultados experimentais obtidos por Fredlund e Rahardjo (1986) e por Rahardjo (1990).

As várias teorias apresentadas anteriormente consideram como variáveis do problema o fluxo de ar e água, não contabilizando as variações do estado de tensão. Tratam-se portanto de análises não acopladas da consolidação não saturada. Embora menos precisas do que as formulações acopladas, as teorias não acopladas são matematicamente bastante mais simples e, em grande parte dos casos, suficientemente precisas (Zhou e Zhao, 2014). Schrefler e Zhan (1993) apresentaram um modelo acoplado para o fluxo de água e de ar num meio poroso deformável, de acordo com a teoria de Biot.

De acordo com Conte (2004), a formulação tridimensional para a consolidação não saturada foi estudada por Dakshanamurthy e Fredlund (1980) usando uma aproximação desacoplada e por Dakshanamurthy *et al.* (1984), que foram os primeiros a apresentar as equações diferenciais da teoria acoplada. Lloret *et al.* (1987) estenderam a teoria apresentada por Lloret e Alonso (1980) para três dimensões e desenvolveram um processo iterativo para resolver as equações. Um outro método, baseado na superfície de estado, foi proposto por Thomas e He (1997), que adicionalmente contabilizaram os efeitos da variação da temperatura e fluxo de vapor.

Por serem relativamente complexas e por se afastarem do âmbito deste trabalho, não se explicitam as formulações das teorias apresentadas. Ademais, é convicção do autor, que no caso dos rejeitados, e em particular para o caso de estudo apresentado, a maioria das deformações ocorre em fase saturada. O comportamento não saturado dos rejeitados revela-se importante sobretudo no que respeita à resistência adicional proporcionada pela secagem (Narvaez *et al.*, 2015).

2.8 CÁLCULO AUTOMÁTICO

Para além de compreender o comportamento dos rejeitados, é objetivo deste trabalho obter uma caracterização geotécnica completa dos mesmos, que possibilite a utilização de ferramentas numéricas para simular os processos de sedimentação, consolidação sob peso próprio e secagem.

Numa fase inicial pensou usar-se programas de cálculo já disponíveis e fez-se uma apreciação das suas potencialidades com vista à modelação dos vários aspetos dos rejeitados. Embora no final da dissertação não se tenha usado nenhum destes programas, o estudo e recolha efetuados permitem ter uma ideia das capacidades e limitações de cada um deles, sendo portanto uma ajuda para o estudo numérico detalhado dos rejeitados espessados.

Ao longo dos anos foram sendo desenvolvidos diversos programas de cálculo automático capazes de modelar o comportamento dos rejeitados. No entanto, é muito complicado com um único modelo constitutivo conseguir captar todas as facetas do comportamento dos rejeitados, em especial porque são materiais que atravessam um largo espectro de estados. Começam por ter um comportamento semelhante a um fluido, no momento em que são depositados, tornando-se progressivamente mais rígidos e resistentes sob efeito da consolidação e da secagem.

Nos pontos seguintes apresentam-se alguns programas de cálculo, procurando destacar os aspetos que os diferenciam dos demais e as potencialidades que os tornam interessantes na modelação do comportamento dos rejeitados.

2.8.1 CONDES

Nas décadas de 80 e 90 surgiram vários modelos numéricos para avaliar os assentamentos causados pela consolidação (Abu-Hejleh e Znidarčić, 1995; Schiffman *et al.*, 1984; Schiffman *et al.*, 1988). Efetuaram-se grandes esforços com o objetivo de criar tabelas e expressões analíticas de forma fechada, simplificadas, mas foram os modelos numéricos, que consideravam grandes deformações, que usam coordenadas lagrangeanas, e com atualização automática da malha de elementos finitos que acolheram maior sucesso (Oliveira-Filho e Van Zyl, 2006a). As leis constitutivas implementadas nestes modelos são altamente não lineares.

O *software* CONDES é um código numérico de diferenças finitas, unidimensional, desenvolvido por Yao e Znidarčić (1997), tendo por base a consolidação com grandes deformações apresentada por Abu-Hejleh e Znidarčić (1994) e a teoria da secagem de Abu-Hejleh e Znidarčić (1995). Com este código pode determinar-se a distribuição espacial do índice de vazios ao longo do tempo, a espessura da camada em cada instante, as transferências de água através das fronteiras da malha e informações acerca da formação e propagação de fendas. Este *software* permite analisar a consolidação de uma massa de solo admitindo que é depositada instantaneamente ou através de enchimento contínuo (Oliveira-Filho e Van Zyl, 2006a).

Os principais dados de entrada são as leis constitutivas do material (índice de vazios em função da tensão efetiva e permeabilidade em função do índice de vazios), peso específico, lei de enchimento (altura de material depositado em função do tempo) e condições fronteira (Oliveira-Filho e Van Zyl, 2006b).

Este *software* surgiu como resultado de duas décadas de investigação relacionada com os rejeitados provenientes da indústria de extração de fósforo, cujo objetivo primordial é a produção de fertilizantes para utilização na agricultura. A particularidade deste *software*, quando comparado com os que o precederam, é o facto de incluir os efeitos da secagem, cujo impacto no volume final dos rejeitados consolidados é muito significativo (Yao e Znidarčić, 1997).

Embora tenha sido desenvolvido tendo em vista a modelação de rejeitados lamas argilosas com baixo teor de sólidos (3 a 5%), é também aplicável a rejeitados siltosos (Oliveira-Filho e Van Zyl, 2006a) e inclusivamente a rejeitados arenosos (Quispe, 2011).

2.8.2 CODE-BRIGHT

O nome do programa de cálculo CODE-BRIGHT é um acrónimo de *COupled DEformation BRIne, Gas and Heat Transport*. Este código de elementos finitos, desenvolvido no departamento de Engenharia do Terreno da Universidade Politécnica da Catalunha (UPC), permite a análise acoplada de problemas

termo-hidro-mecânicos (Olivella *et al.*, 1996; Olivella e Vaunat, 2006; Olivella *et al.*, 2008; Vaunat e Olivella, 2002).

Com este código é possível resolver, de forma acoplada, problemas térmicos (propagação de calor em meios porosos), hidráulicos (análise dos fenómenos de fluxo de água e gás) e mecânicos (mecânica dos solos não saturados) (Topa Gomes, 2009). Dado que um solo consiste num meio poroso constituído por três fases, fase sólida, fase líquida e fase gasosa, percebe-se que o seu comportamento seja governado por aspetos térmicos, hidráulicos e mecânicos.

No Quadro 2.2 apresenta-se um resumo das equações constitutivas que integram o código *CODE_BRIGHT* (Topa Gomes, 2009).

Quadro 2.2 – Equações constitutivas no programa *CODE_BRIGHT*

Equação constitutiva	Variáveis
Lei de <i>Darcy</i>	Fluxo líquido e gasoso (a condutividade depende da porosidade, teor em água e temperatura)
Lei de <i>Fick</i>	Fluxo de vapor de água e de materiais solúveis
Lei de <i>Fourier</i>	Fluxo de calor (a condutividade térmica depende da porosidade, teor em água e temperatura)
Curva de Retenção	Controla o grau de saturação da fase líquida
Modelo mecânico	Tensor das tensões. Há diversos modelos de comportamento desenvolvidos com base em leis elasto-plásticas e visco-plásticas
Densidade da fase	Densidade sólida e densidade líquida. A densidade líquida depende da pressão e temperatura
Lei dos gases	Densidade gasosa. Lei dos gases perfeitos para a mistura de vapor e ar seco

Os problemas são resolvidos considerando como variáveis os deslocamentos, em três direções independentes, a pressão dos líquidos, a pressão dos gases, e a temperatura. As leis constitutivas de cada um dos materiais permitem a relação entre tensões e deformações, sendo estas definidas em função dos deslocamentos calculados. A resolução de problemas mecânicos é formulada admitindo o cenário de pequenas deformações em todos os problemas (Topa Gomes, 2009). A discretização é efetuada em dois domínios distintos: o espaço e o tempo. O Método dos Elementos Finitos é usado para a discretização espacial enquanto o Método das Diferenças Finitas serve para a discretização temporal. Para os problemas não lineares é utilizado o método de Newton-Raphson para o processo iterativo.

As principais características do *CODE_BRIGHT* são (Departamento d'Enginyeria del Terreny Cartogràfica i Geofísica, 2014):

- permite a resolução de problemas de forma acoplada ou desacoplada, nomeadamente: problemas hidro-mecânicos, problemas termo-mecânicos e problemas hidro-térmicos;
- permite vários tipos de análises: unidimensionais (uniaxiais confinados e axissimétricos), bidimensionais (estado plano de deformação e problemas axissimétricos) e tridimensionais;

- possui vários tipos de elementos finitos: triangulares lineares com 3 nós, triangulares quadráticos com 9 nós, quadriláteros lineares com 4 nós, tetraedros lineares com 4 nós, prismas triangulares lineares com 6 nós e prismas quadrangulares lineares com 8 nós.
- permite a utilização de diversas leis constitutivas, cada uma delas definida por um conjunto de parâmetros; no mesmo problema podem ser usadas diferentes leis constitutivas;
- permite a definição de variadas condições de fronteira:
 - nos problemas mecânicos: forças e deslocamentos em qualquer nó e em qualquer direção;
 - nos problemas hidráulicos: definição do fluxo de água e/ou gás no em qualquer ponto do contorno, e definição da pressão de líquido ou gás em qualquer nó;
 - nos problemas térmicos: fluxo de calor e temperatura em qualquer nó.
- é muito versátil na definição dos critérios de convergência, permitindo a definição de tolerâncias absolutas ou relativas para cada incógnita de forma independente;
- possibilita várias opções relativamente à saída de resultados: evolução temporal das variáveis nos nós ou elementos e mapas de isolinhas no domínio.

Para resolução de determinado problema este programa resolve os seguintes conjuntos de equações:

- equações de equilíbrio de tensões (deslocamentos);
- equações de balanço de massa de água;
- equações de balanço de massa de ar;
- equações de balanço de energia.

Dependendo do problema em causa, o programa pode considerar todas ou apenas algumas das equações indicadas em cima.

Pese embora tenha uma grande versatilidade e capacidade de resolver diferentes tipos de problemas, o facto de considerar que os materiais estão sujeitos a pequenas deformações constitui uma grande limitação na aplicação deste *software* aos rejeitados, já que, conforme apresentado nos pontos anteriores, estes podem apresentar deformações muito significativas.

2.8.3 HYDRUS

Este *software* foi desenvolvido com o intuito de estudar o fluxo de água e transporte de materiais solúveis através de meios porosos com grau de saturação variável. É um programa de elementos finitos que simula as transferências de calor e o movimento da água nos solos, em regime saturado ou não saturado. Pode ser usado para resolver problemas unidimensionais, bidimensionais ou tridimensionais. Permite modelar problemas de infiltração, evaporação e percolação.

O programa HYDRUS resolve numericamente a equação de Richards para o fluxo saturado e não saturado de água e a equação de convecção-dispersão para as transferências de calor e materiais solúveis. A equação de fluxo possui um termo adicional para ter em conta a evapotranspiração causada pelas plantas existentes à superfície do solo. A equação de transferência de calor considera o fluxo térmico devido à condução e convecção provocadas pelo escoamento da água. As equações do transporte de solutos consideram a dispersão através de correntes de convecção na fase líquida e difusão na fase gasosa (Simunek *et al.*, 2011).

No caso dos rejeitados, este programa é especialmente útil no estudo de aspetos químicos e ambientais, nomeadamente na determinação da contaminação por drenagem ácida. Pode também ser útil no estudo hidrológico de uma instalação de armazenamento de rejeitados. O facto de apenas considerar os aspetos térmicos e hidráulicos, e não entrar em linha de conta com o comportamento mecânico, torna este *software* desadequado para prever assentamentos.

2.8.4 SVOFFICE

Desenvolvido pela empresa *Soilvision*, o *software* SVOFFICE é composto por vários módulos vocacionados para a resolução de diversos tipos de problemas relacionados com os solos. Com interesse para o caso em apreço, estudo do comportamento dos rejeitados após deposição, são especialmente úteis os módulos SvFlux e SvSolid.

O SvFlux foi desenvolvido tendo por objetivo modelar a percolação da água nos solos, em condições saturadas ou não saturadas. Destacam-se neste módulo as capacidades de modelação das condições climáticas, nomeadamente a capacidade de estimar a evaporação efetiva a partir de dados como a precipitação, temperatura, velocidade do vento e existência de vegetação. Este módulo é uma evolução do *software* SoilCover, que entretanto foi descontinuado (Soilvision Systems LTD., 2015).

Para além das habituais análises determinísticas, é possível realizar análises estocásticas, inserindo os dados sob a forma distribuições normais ou através de simulações do tipo Monte Carlo.

Para determinação do fluxo de água considera a lei de Darcy e para a determinação do fluxo de vapor usa a lei de Fick modificada. A consideração do fluxo de vapor permite a modelação da evaporação. Assumindo o equilíbrio termodinâmico, o *software* expressa os gradientes da pressão de vapor em termos de gradientes de pressões neutras negativas. A relação constitutiva que define a quantidade de água existente nos poros do solo é determinada a partir da curva de retenção. Os fluxos são calculados resolvendo equações diferenciais de conservação de massa (Thode e Gitirana, 2014).

A modelação das trocas de humidade entre o solo e a atmosfera é complexa e envolve vários parâmetros. Pode ocorrer através dos seguintes processos: infiltração, escoamento superficial, acumulação de neve e degelo, evaporação, transpiração. Todos estes processos podem ser modelados com este *software*.

A evaporação potencial pode ser introduzida diretamente como uma constante, como uma função, como uma variável associada a uma série temporal, ou pode ser calculada através da formulação de Penman modificada (Soilvision Systems LTD., 2015)

A evaporação efetiva, sendo de difícil medição, pode ser calculada a partir de considerações termodinâmicas. O *software* apresenta quatro formas de cálculo da evaporação potencial. A mais rigorosa delas envolve a utilização acoplada de um outro módulo do *software*, o SvHeat.

Uma das funcionalidades implementadas do SvFlux e com grande aplicabilidade no caso particular dos depósitos de rejeitados é a possibilidade de modelação da crosta formada à superfície, considerando os seus efeitos na evaporação efetiva, nomeadamente através do efeito de barreira física mas também através da consideração do aumento da sucção osmótica (Thode e Gitirana, 2014).

O SvSolid é o módulo do SVOFFICE que tem por objetivo determinar esforços e deformações nos solos saturados ou não saturados. Este módulo permite adotar uma de muitas relações constitutivas para o comportamento mecânico dos solos. Permite ainda a introdução de um modelo constitutivo definido pelo utilizador.

Este módulo baseia-se na teoria da elasticidade. A resolução dos problemas, que consiste na determinação dos campos de tensões e de deformações, é conseguida pela resolução de equações diferenciais de equilíbrio estático de um volume representativo. As deformações são escritas em termos de deslocamentos, assumindo um modelo de pequenas deformações, a chamada formulação Lagrangeana (Thode, 2011).

Os modelos constitutivos implementados são: o modelo elástico linear (isotrópico ou anisotrópico); o modelo hiperbólico desenvolvido por Duncan e Chang (1970), e o modelo elástico não linear baseado nos resultados do ensaio edométrico, que considera a dois valores para o módulo de Young, correspondentes ao índice de compressibilidade e índice de recompressibilidade. A definição do estado de tensão inicial pode ser introduzida impondo um determinado grau de sobreconsolidação.

Os dois módulos apresentados nos pontos anteriores, SvFlux e SvSolid podem ser usados simultaneamente, de forma acoplada. Há que ter em conta, no entanto, que ao funcionarem de forma acoplada deixa de ser possível considerar as sucções existentes nos solos não saturados, sendo necessário que todo o domínio esteja saturado. Apesar desta limitação, é possível e relativamente simples exportar dados e resultados entre os dois módulos, permitindo analisar o mesmo problema sob diferentes pontos de vista.

Para melhorar as potencialidades de modelação de depósitos de rejeitados, Fredlund *et al.* (2009) implementaram no SVOFFICE uma formulação para cálculo acoplado hidro-mecânico considerando grandes deformações, usando simultaneamente os módulos SvFlux e SvSolid. Esta formulação torna possível a consideração de efeitos de segunda ordem, nomeadamente a variação da permeabilidade, do índice de vazios e do peso volúmico devido a alterações no estado de tensão.

2.8.5 GEOSTUDIO

O GeoStudio é um *software* desenvolvido pela empresa canadiana GEO-SLOPE International. Trata-se de um código de elementos finitos composto por diversos módulos que podem funcionar individualmente ou interligados entre si. Cada um dos módulos tem por objetivo a análise dos solos sob uma determinada perspectiva:

- estabilidade de taludes (SLOPE/W);
- percolação em meios saturados (SEEP/W);
- tensões e deformações (SIGMA/W);
- ações dinâmicas provocadas por sismos (QUAKE/W);
- estudos geotérmicos (TEMP/W);
- fluxo e dispersão de contaminantes (CTRAN/W);
- interação entre a água do solo e o ar (AIR/W);
- fluxos em solos superficiais não saturados e coberturas porosas (VADOSE/W).

Destes vários módulos poderão ter interesse para modelar o comportamento dos rejeitados o VADOSE/W e o SIGMA/W.

O VADOSE/W é um programa de elementos finitos criado com o propósito de analisar o fluxo de água entre a atmosfera e o solo. Os modelos constitutivos incluídos permitem modelar diversos tipos de fenómenos, nomeadamente a infiltração provocada pela pluviosidade ou pelo degelo, a transpiração provocada pelas raízes, e evaporação superficial, e a difusão de gases.

De acordo com o manual (Geo-Slope International, 2008) as principais aplicações do VADOSE são:

- o estudo e o projeto de coberturas sobre aterros de resíduos urbanos ou rejeitados mineiros;
- a determinação de pressões neutras em taludes naturais ou artificiais para utilização em análises de estabilidade;
- o cálculo da infiltração, evaporação e transpiração provocada pelas plantas existentes à superfície de determinado solo.

Uma das grandes vantagens deste *software* é o facto de tornar possível a definição das condições fronteira em função das condições ambientais, nomeadamente a radiação solar, temperatura, velocidade do vento e humidade relativa do ar. Entre outras funcionalidades interessantes destacam-se as seguintes:

- permite efetuar cálculos considerando o fluxo não saturado acima do nível freático;
- permite considerar a variação da permeabilidade com a sucção através da consideração da curva de retenção do solo;
- permite a realização de análises em regime estacionário ou em regime transitório;
- permite considerar, para além do fluxo de água (massa), o fluxo de calor e de vapor.

O SIGMA/W é um programa de elementos finitos para análise de tensões e deformações em solos, que permite a realização de análises lineares elásticas ou altamente sofisticadas análises elasto-plásticas em tensões efetivas.

De acordo com o *site* da empresa (Geo-Slope International, 2015), as principais aplicações do SIGMA/W são:

- o cálculo de assentamentos de estrutura apoiadas em fundações superficiais ou reservatórios apoiados diretamente sobre o terreno;
- o cálculo de deformações no interior ou sob aterros ou barragens de aterro;
- a análise de deformações em redor de túneis (convergência);
- a determinação de movimentos horizontais e assentamentos superficiais nas proximidades de estruturas de contenção escorada ou ancorada;
- o cálculo do empolamento do fundo de escavações ou poços;
- a determinação da variação volumétrica (consolidação ou dilatância) como resultado de variações de pressão neutra;
- a modelação numérica de aterros ou escavações efetuadas por fases;
- o estudo da consolidação acoplada;
- a simulação da deposição de rejeitados;
- a análise de deformações permanentes resultantes da perda de resistência.

Este *software* está preparado para a modelação bidimensional de problemas que possam ser assimiláveis a estados planos de deformação ou problemas axissimétricos, usando uma formulação de pequenas deformações e carregamentos incrementais. Para cada pequeno incremento de carga são calculadas deformações incrementais, que se somam às deformações até então ocorridas e assim calcular a deformação total. No caso dos modelos constitutivos não lineares o SIGMA/W resolve as equações de forma iterativa usando o método de Newton-Raphson, em que as propriedades dos solos são atualizadas a cada iteração até que se consiga convergir para uma solução.

Com o SIGMA/W é possível simular a construção incremental ou a escavação faseada ativando ou desativando, em qualquer fase, os respectivos elementos finitos. Desta forma consegue simular-se a evolução ao longo do tempo. É também possível definir condições fronteira que se alteram com o passar do tempo.

Ao ser utilizado em conjunto com o módulo SEEP/W pode ajudar a resolver, de forma desacoplada, problemas de consolidação. Com o SEEP/W calculam-se as variações de pressões neutras transitórias devidas à aplicação de cargas e com o SIGMA/W calculam-se deformações que resultam em variações das pressões neutras. Os cálculos podem ser realizados admitindo as diversas regiões modelo estão saturadas e/ou não saturadas. A consideração de tensões neutras negativas é conseguida através da introdução da curva de retenção (escrita em termos de teor em água volumétrico *versus* sucção). Com este programa é possível reproduzir o efeito de Mandel-Cryer (Geo-Slope International, 2013).

Os modelos constitutivos disponíveis são:

- modelo linear elástico;
- modelo linear elástico anisotrópico;
- modelo hiperbólico;
- modelo elasto-plástico linear (Mohr-Coulomb ou Tresca);
- modelo de Cam-Clay modificado.

Com este programa é possível modelar a interação solo-estrutura, através da inclusão de elementos estruturais em análises do tipo estado plano deformação. A modelação dessa interação é conseguida à custa da definição de elementos de junta com propriedades específicas e eventualmente diferentes dos elementos finitos envolventes. É possível utilizar de elementos do tipo viga, com rigidez à flexão, ou elementos do tipo barra que apenas possuem rigidez axial e que têm rigidez flexional nula.

Os dois módulos VADOSE/W e SIGMA/W podem ser usados em conjunto na resolução do mesmo problema embora não de forma acoplada. O módulo SEEP/W poderá ser usado como alternativa ao VADOSE/W já que pode ser usado em conjunto com o SIGMA/W de forma totalmente acoplada.

2.8.6 APRECIÇÃO GLOBAL

Como nota final, é importante fazer notar que cada um dos programas apresentados têm as suas particularidades. O SVOFFICE, por exemplo, destaca-se pelas suas potencialidades na modelação da interação entre o solo e a atmosfera, embora apresente algumas limitações no que toca à modelação acoplada da fase sólida e líquida. O CODE_BRIGHT, por seu lado, permite realizar modelos termo-hidro-mecânicos de forma acoplada, mas admite algumas simplificações ao considerar apenas pequenas deformações. Além disso, por se tratar de um programa académico, por oposição aos programas comerciais, torna a introdução de dados e a interpretação de resultados um processo moroso e de alguma complexidade.

Como seria de esperar, não é possível com um único programa captar todas as nuances do comportamento dos rejeitados. Poderão ser necessárias várias análises, com programas ou módulos diferentes, para se conseguir captar de forma suficientemente rigorosa o comportamento dos rejeitados.

Em face do exposto, decidiu-se desenvolver um programa que melhor se ajustasse às especificidades do caso de estudo, designadamente, que permitisse: considerar a deposição contínua mas com ritmo variado, definir a lei de variação do índice de vazios com a tensão usando uma função configurável pelo utilizador, variar as condições fronteira em função do tempo e da altura de rejeitados entretanto

depositados e considerar a alternância entre períodos de deposição efetiva e períodos onde apenas decorre a secagem.

3

DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO

3.1 INTRODUÇÃO

O caso de estudo selecionado para esta dissertação foi a Instalação de Resíduos de Cerro do Lobo (IRCL), que faz parte do complexo mineiro de Neves-Corvo. A mina de Neves-Corvo está localizada no sul de Portugal, mais precisamente no município de Castro Verde, distrito de Beja, na sub-região do Baixo Alentejo. Tal como mostra a Figura 3.1, a menos de 1 km da mina existe a pequena localidade de Senhora da Graça de Padrões, que de acordo com os censos de 2011 (Infomine, 2012) tem apenas 380 habitantes.

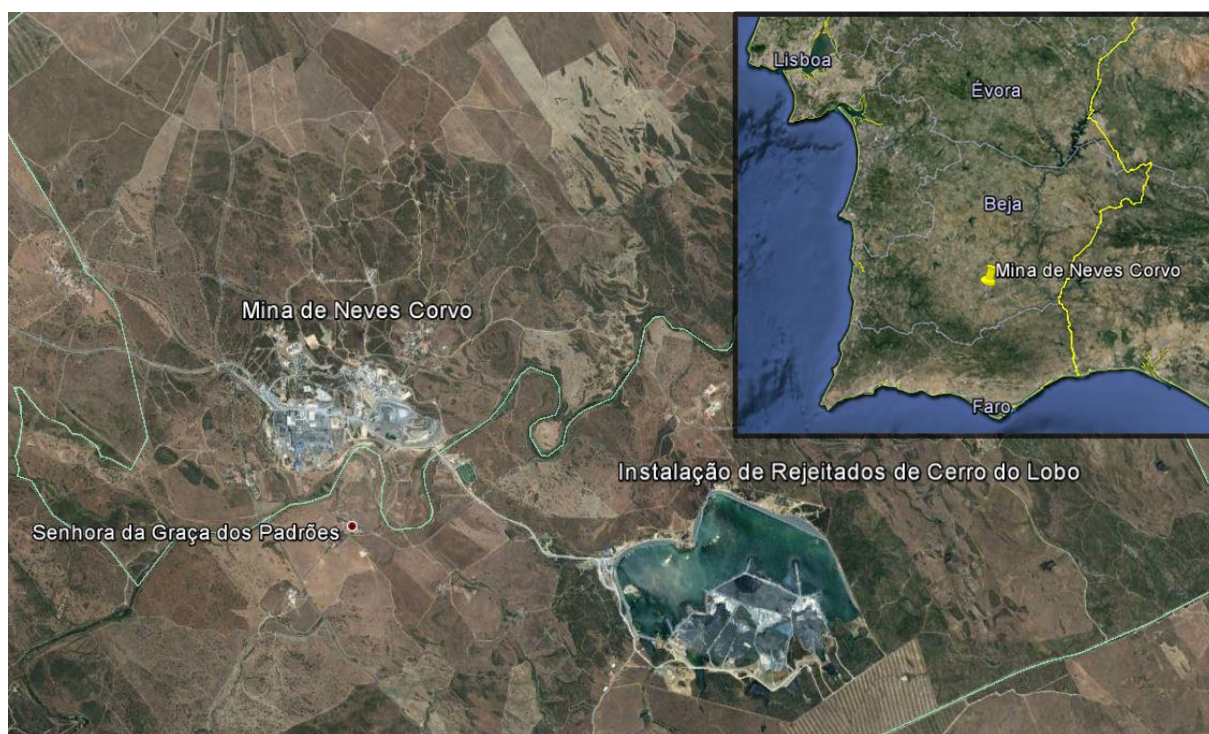


Figura 3.1 – Localização do complexo mineiro de Neves-Corvo, adaptado de Google Earth 7.1 (2013b)

Em termos geológicos a mina fica localizada na extremidade sudeste da Faixa Piritosa Ibérica, no município de Castro Verde, Baixo Alentejo, tal como mostra a Figura 3.2. Trata-se de um importante

recurso mineral, composto maioritariamente por cobre, zinco e estanho, descoberto em 1977 pela Sociedade Mineira de Santiago, uma empresa detida pelo estado português, em conjunto com dois parceiros franceses: o BRGM, *Bureau de Recherches Géologiques et Minières*, e a SMMP, *Société Minière et Métallurgique de Peñarroya*. Em 1980 estas empresas formaram a Somincor, Sociedade Mineira de Neves-Corvo, com o objetivo de desenvolver e explorar o depósito (Real e Franco, 1990), sendo que, atualmente, a Somincor é detida pelo grupo canadiano *Lundin Mining*.

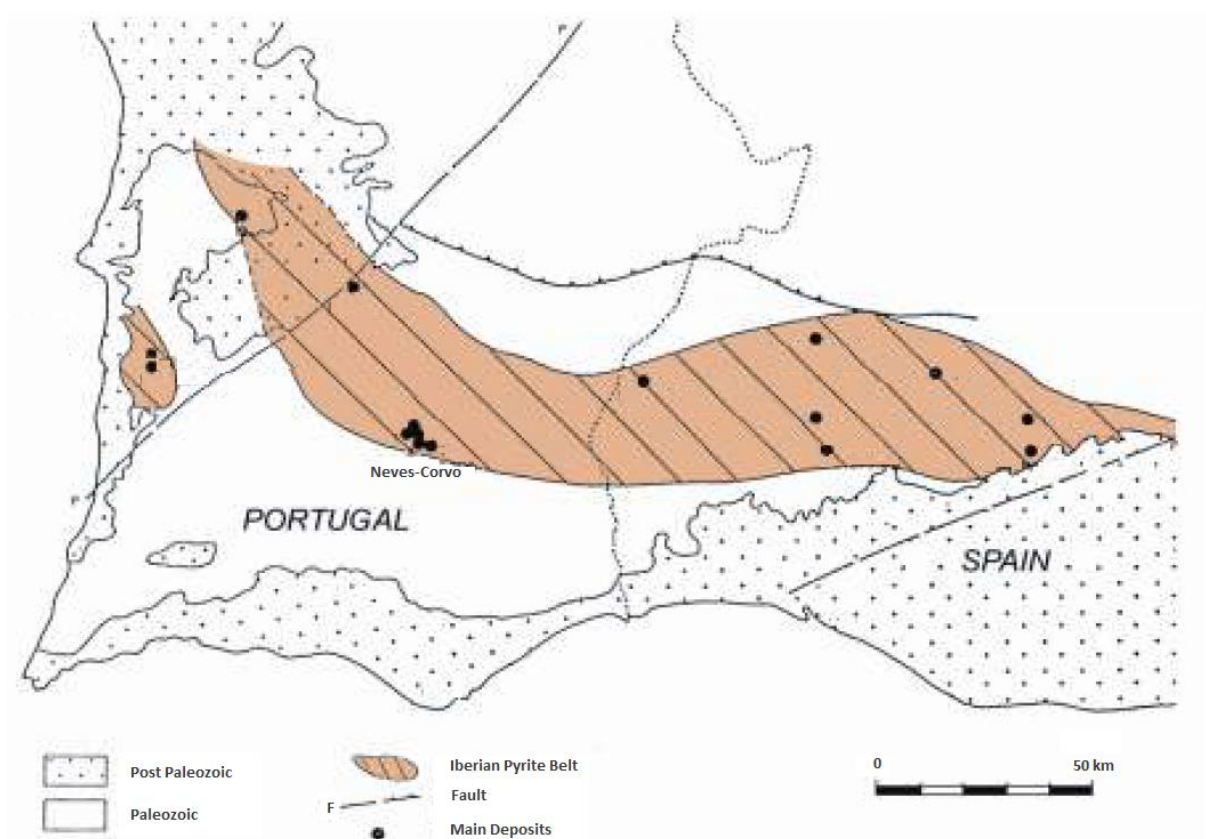


Figura 3.2 – Faixa Piritosa Ibérica (Golder Associates, 2007)

A mina de Neves-Corvo é, atualmente, a maior mina portuguesa e a segunda maior mina de cobre da Europa. É considerado um jazigo mineral de classe mundial, sendo, pela tonelagem e, sobretudo, pelos muito elevados teores de cobre e de estanho, uma das mais importantes descobertas à escala global e a mais importante na Europa desde o fim da segunda guerra mundial. No jazigo, situado entre os 200 m e os 1200 m de profundidade, foram definidas reservas e recursos de mais de 300 milhões de toneladas de minério bruto. Tendo em conta as concentrações médias, estima-se que essa massa de minério contenha 5 milhões de toneladas de cobre, 4 milhões de toneladas de zinco, 80 mil toneladas de estanho e 4 mil toneladas de prata. O valor bruto do total da produção, entre 1989 e 2008, ultrapassou os 5 mil milhões de euros (Carvalho e Marçal, 2009). Desce o início da operação foram produzidas mais de oito milhões de toneladas de concentrado de cobre. A produção de concentrado de zinco teve início em 2006 mas foi suspensa em finais de 2008, devido à baixa de preço deste metal (Lundin Mining, 2012).

O atual contrato de concessão permite a exploração de cobre, zinco, chumbo, prata, ouro, estanho e cobalto durante um período de cinquenta anos (contados a partir de novembro de 1994), numa área de

13,5 km². Além da concessão de exploração, existe uma concessão de prospeção, que cobre uma área com 549 km² de extensão.

O jazigo de Neves-Corvo é constituído por cinco massas de sulfuretos maciços, identificadas na Figura 3.3: Neves, Corvo, Graça, Zambujal e Lombador. Em outubro de 2010 os trabalhos de prospeção resultaram na descoberta de sexto corpo mineral, com elevada concentração de cobre, designado por Semblana, localizado cerca de 1 km a norte do corpo de Zambujal. Este corpo revelou ter um enorme potencial de expansão. Atualmente continuam a decorrer trabalhos de prospeção, com vista ao aumento da produção e extensão do período de vida da mina.

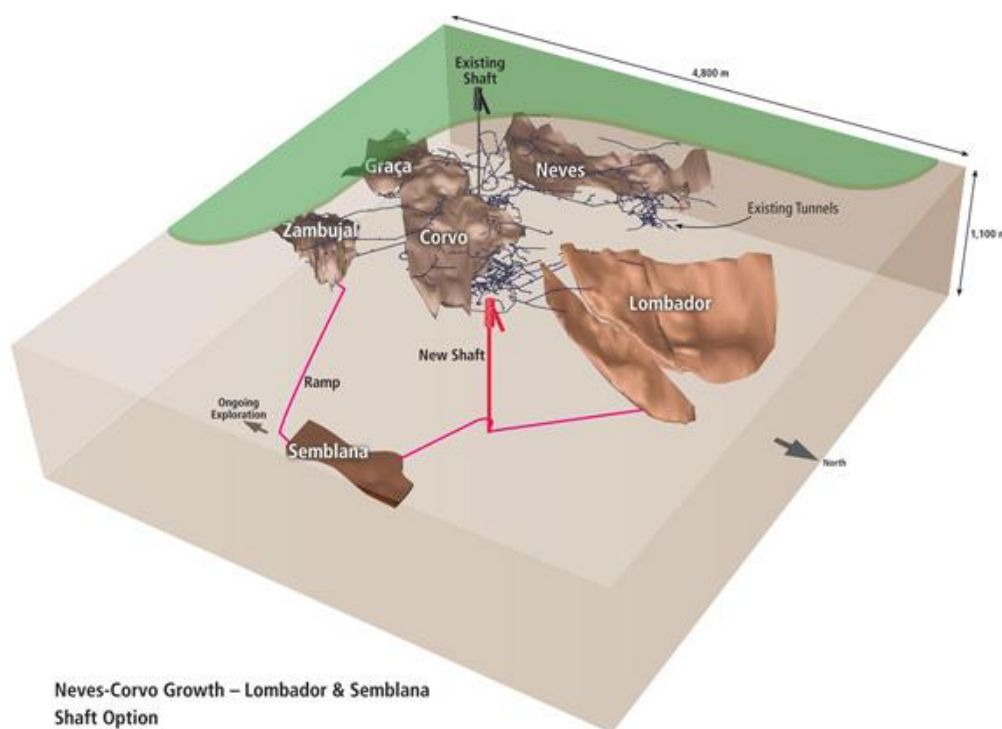


Figura 3.3 – Esquema tridimensional da mina de Neves-Corvo (Olga Krelin Design, 2015)

No que diz respeito às acessibilidades, a mina encontra-se ligada à rede ferroviária portuguesa através do ramal de Neves-Corvo. Este ramal, construído entre 1990 e 1992, permite a ligação rápida ao porto de Setúbal, para onde são transportados os concentrados minerais e de onde é trazida a areia utilizada no enchimento de fundo da mina.

Nas proximidades da mina não existem grandes centros populacionais, mas antes pequenos aglomerados com poucas centenas de habitantes. Grande parte desses habitantes estão, direta ou indiretamente, ligados à atividade mineira.

O clima da região onde se localiza a mina é considerado semiárido. A temperatura média em julho é de 23°C, com máximos a rondar os 40°C. No inverno a temperatura mínima diária ronda os 4°C. A precipitação média anual é próxima de 500 mm, ocorrendo principalmente nos meses de inverno.

A topografia ao redor da mina é relativamente suave, composta por pequenas colinas com pequenos afloramentos rochosos. A altimetria do local situa-se 210 m acima do nível médio da água do mar. A

área envolvente é utilizada para fins agrícolas (produção de azeite e cortiça) e para criação de gado, sobretudo suíno.

A ligação com esta exploração mineira surgiu antes ainda do início do programa doutoral, quando o autor foi convidado a apoiar a equipa responsável pelo projeto de expansão do depósito de rejeitados, acessório à exploração mineira.

Face à relevância do tema, foi considerado pertinente continuar desenvolver trabalho nessa área, aproveitando os recursos disponíveis e a necessidade da própria exploração em compreender os fenómenos envolvidos. A expansão deste depósito de rejeitados é uma obra complexa e desafiante, única a nível mundial.

Foi portanto de forma muito natural a escolha deste depósito de rejeitados como caso de estudo. O depósito de rejeitados e obras de contenção que nele existem têm sido cuidadosamente monitorizados, desde há vários anos. A oportunidade de analisar esses dados é uma importante mais-valia para este trabalho.

Por se tratar de uma área de transição entre a engenharia civil (geotecnia) e a engenharia de minas, são necessários muitos conceitos desta última. Nessa perspetiva, e como o tema é relativamente novo para o autor e a para geotecnia tradicional, é importante enquadrar a exploração mineira, nomeadamente fazendo uma breve descrição dos processos mineiros e de tratamento adotados a montante da deposição de rejeitados.

3.2 PRODUÇÃO

3.2.1 EXTRAÇÃO

Na mina de Neves-Corvo as operações de mineração são efetuadas em três turnos de 7,5 horas, 6 dias por semana. Trata-se de uma mina subterrânea profunda, encontrando-se atualmente em exploração depósitos localizados entre os 230 m e os 1000 m de profundidade. O acesso ao interior da mina é realizado por um poço vertical com 5 metros de diâmetro, e por uma rampa com inclinação média de 17% e com 25 m² de secção transversal. Ambos atingem uma profundidade de 500 m (Somincor, 2010).

Presentemente são usados na mina de Neves-Corvo quatro métodos de desmonte, todos eles variantes do método *cut & fill: bench & fill, drift & fill, mini bench & fill, sill pillars* (Gabriel, 2012). Os mais utilizados são os dois primeiros, sendo responsáveis por cerca de 95% da produção (Somincor, 2010).

Tal como o nome sugere, a metodologia *cut & fill* consiste em desmontar o maciço por fatias, usando um enchimento para preencher o vazio criado pelo desmonte. O desmonte é portanto realizado de baixo para cima, a partir de uma base a que se dá o nome de pilar de soleira. Depois de escavado o primeiro nível, o espaço aberto é preenchido com enchimento, que serve de plataforma de trabalho para que se possa desmontar o nível seguinte, localizado imediatamente acima deste. Este procedimento é repetido até que se atinja o topo do filão (Tatiya, 2005). Na Figura 3.4 apresenta-se um corte transversal e um esquema tridimensional que ilustram de forma bastante elucidativa a geometria e a evolução temporal do método.

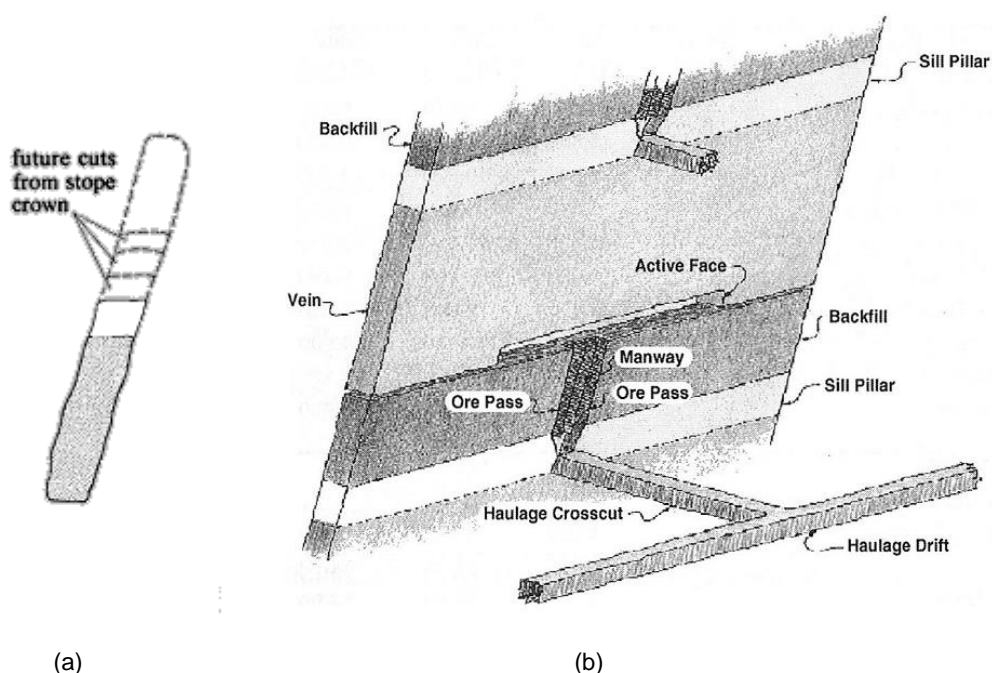


Figura 3.4 – Método *cut & fill*: a) corte transversal, (Brady e Brown, 2006); b) esquema tridimensional (Hustrulid e Bullock, 2001)

As principais zonas de trabalho, *underground workshops*, estão localizadas às profundidades de 390 m, 500 m e 650 m. No interior da mina existem duas centrais de britagem. A central de britagem superior, a 500 m de profundidade, efetua a britagem do material proveniente da Corvo Superior, Neves, Graça, Zambujal e Corvo Sudeste. Possui um britador de mandíbulas, com capacidade de 600 toneladas por hora, integrado com quatro contentores de 1500 toneladas de capacidade. A central de britagem inferior, a 650 m de profundidade, efetua a britagem do material proveniente de Corvo Inferior. Possui um britador de mandíbulas com capacidade de 400 toneladas por hora e dois contentores com 600 e 400 toneladas de capacidade.

O minério e o escombros, depois de britados, são transportados para a superfície através do poço vertical. Nele circulam dois contentores com 14 toneladas de capacidade, capazes de movimentar um total de 3 milhões de toneladas por ano. Depois de transportado para a superfície o minério é encaminhado para as centrais de processamento, onde é sujeito a um processo de moagem e concentração.

O enchimento das cavidades escavadas, *backfill*, é realizado com enchimento hidráulico, *hydraulic fill*, e enchimento com pasta, *paste fill*. Os sólidos do enchimento hidráulico são constituídos por 94% de areia, 3% de rejeitados e 3% de cimento. O material de enchimento é preparado à superfície e transportado para as cavidades subterrâneas através de furações efetuadas desde essas mesmas cavidades até à superfície. A capacidade de produção de enchimento é de 80 a 90 m³ por hora. O enchimento com pasta é composto por 95% a 99% de rejeitados e 1% a 5% de cimento. Para o enchimento com pasta apenas se utiliza a fração mais grossa dos rejeitados.

3.2.2 PROCESSAMENTO

À superfície existem duas instalações de processamento: a instalação de processamento de cobre e a instalação de processamento de zinco.

A instalação de processamento de cobre tem uma capacidade de 2,2 milhões de toneladas por ano, sendo operada em contínuo. A operação tem início nos *stocks* de minério e prossegue através das fases de triagem, britagem, moagem, flotação, filtração para concentração e expedição.

O minério bruto chega à instalação de processamento de cobre através de uma cinta transportadora, que o despeja numa pilha. Seguidamente, uma pá carregadora entrega o minério no alimentador da triagem ou da central de britagem. A central de britagem tem capacidade de 350 toneladas por hora e fornece um silo com capacidade de 2500 toneladas. A dimensão deste silo foi estabelecida para garantir a alimentação contínua ao moinho de barras durante 10 horas.

O rendimento previsto para a moagem é cerca de 250 toneladas de minério (seco) por hora. O circuito de moagem consiste num moinho de barras e dois moinhos de esferas. Quando o material atinge o grau de finura desejado, que neste caso são 80% de partículas inferiores a 45 micra, é encaminhado para os tanques de flotação.

A flotação é uma técnica de separação que se baseia no comportamento físico-químico das superfícies das partículas minerais presentes numa suspensão aquosa. As partículas de cobre são tornadas hidrofóbicas pela adição de reagentes. Seguidamente são adicionadas à suspensão bolhas de ar, que se ligam às partículas contendo cobre. Essas bolhas de ar ascendem à superfície formando uma espuma com um teor de cobre de aproximadamente 25%, a que se dá o nome de concentrado. Esse concentrado é posteriormente espessado, através de um processo de sedimentação, passando depois por um processo de filtração, que tem por objetivo a redução do teor em água, sendo depois armazenado para posteriormente ser expedido para as refinarias.

A instalação de processamento de zinco da Somincor foi desenvolvida a partir do edifício e infraestruturas da instalação de processamento de estanho, que entretanto deixou de funcionar. A capacidade instalada é de 400 mil toneladas por ano. De forma semelhante ao que acontece com os minérios ricos em cobre, os minérios ricos em zinco passam também pelas fases britagem, moagem, flotação, filtração para concentração e expedição.

Uma descrição mais detalhada do processamento de cobre e zinco pode ser encontrada em Somincor (2010).

Durante o processo de extração e processamento são produzidos dois tipos de resíduos: o escombro e os rejeitados.

No contexto deste trabalho, designa-se por escombro todo o material rochoso resultante do desenvolvimento da infraestrutura da mina de Neves-Corvo que está isento de recursos minerais com interesse económico. Cerca de 25% do escombro produzido no desenvolvimento mineiro, é utilizado diretamente no enchimento das cavidades já exploradas. O restante é britado no interior da mina, com o auxílio de uma britadeira de maxilas, de modo a que a sua granulometria seja inferior a 200 mm. O escombro britado é transportado para a superfície, através do poço de extração, e depositado numa escombreira (Somincor, 2012). Esse escombro tem vindo a ser utilizado como matéria-prima para a construção de todos os aterros auxiliares ao processo de deposição, nomeadamente os diques, esporões e coberturas.

Os rejeitados, por seu lado, constituem o principal resíduo do processo de concentração dos minérios de cobre e zinco. Os rejeitados produzidos, ainda antes de serem transportados para posterior deposição, passam por um ciclone que lhes retira a fração mais grossa, que por sua vez é usada no enchimento subterrâneo da mina.

Dada a grande quantidade de água usada no processo de concentração, os rejeitados apresentam-se sob a forma de uma lama contendo cerca de 30% (em peso) de partículas sólidas em suspensão.

As partículas sólidas constituintes dos rejeitados apresentam elevada finura, com granulometria correspondente a um silte. No entanto, por terem sido sujeitas aos processos mecânicos de britagem e moagem apresentam uma angulosidade muito superior aos siltes que ocorrem na natureza.

A mineralogia dos rejeitados é também muito distinta dos siltes naturais. A composição mineralógica média dos rejeitados é apresentada no Quadro 3.1. Uma descrição detalhada dos rejeitados e suas propriedades pode ser encontrada no capítulo 4.

Quadro 3.1 – Composição mineralógica dos rejeitados, adaptado de Somincor (2012)

Mineralogia	% em peso	Composição química
Pirite	84,0 – 90,0	Fe S ₂
Arsenopirite	3,0 – 7,0	Fe As S
Calcopirite	1,5 – 2,5	Cu Fe S ₂
Esfalerite	1,0 – 2,5	(Zn, Fe) S
Tetraedrite-Tenantite	1,0 – 2,0	(Cu, Fe) ₁₂ (Sb, As) ₄ S ₁₃
Gangas não metálicas	8,0 – 12,0	-
Outros	1,0 – 2,0	-

3.2.3 BARRAGEM DE REJEITADOS DE CERRO DO LOBO

Os rejeitados produzidos nas instalações de processamento de cobre e zinco são encaminhados para a central de bombagem de rejeitados. Nessa central os rejeitados passam por um ciclone, produzindo um *underflow*, que contém a parcela mais grossa dos rejeitados, e que é usada em reaterro (*backfill*). O *overflow* dos ciclones é bombeado ao longo de cerca de 5 km, para ser depositado na barragem de rejeitados de Cerro do Lobo, BCL (Somincor, 2010).

A BCL foi construída com a finalidade de criar uma bacia para deposição dos rejeitados produzidos pelo complexo mineiro de Neves-Corvo. Esta barragem foi inicialmente construída com o paramento à cota 244 m acima do nível médio da água do mar, sofrendo sucessivos alteamentos até à configuração atual, representada na Figura 3.5. O coroamento está atualmente à cota 255 m, criando uma albufeira com 1,8 km² de área e capacidade de armazenamento de aproximadamente 20×10^6 m³.

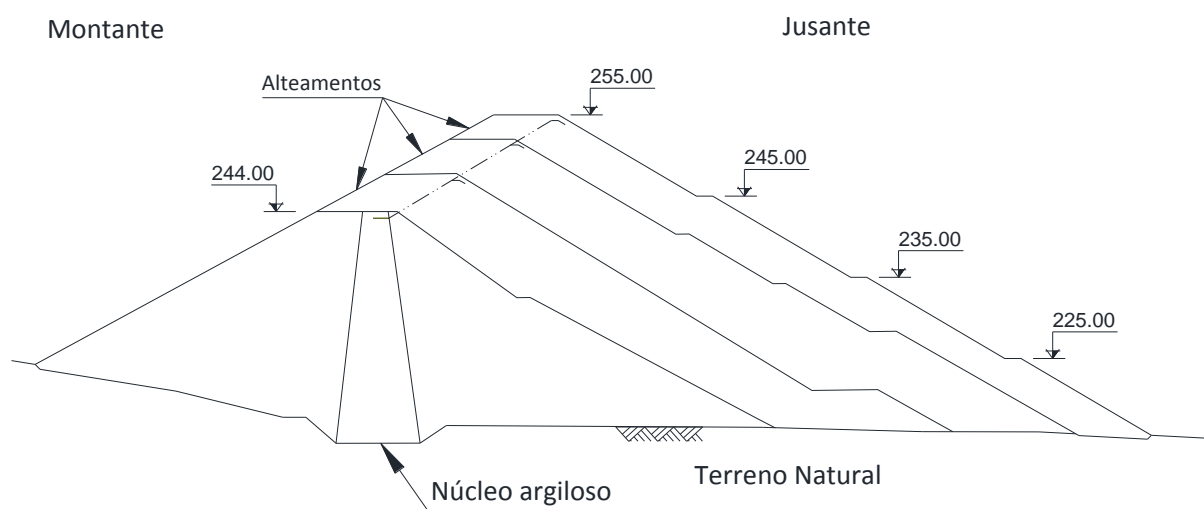


Figura 3.5 – Corte esquemático do corpo principal da barragem de Cerro do Lobo

A filosofia escolhida para operação da barragem, com vista à minimização dos impactes ambientais, foi a de deposição subaquática dos rejeitados e de descarga nula para o meio ambiente recetor. Este método de deposição de rejeitados implica a utilização de uma grande quantidade de água, que tem que ficar armazenada na albufeira para posterior utilização no processo industrial. De modo a cumprir um dos requisitos do regime de exploração da albufeira – descarga nula para o meio ambiente – foi necessário reduzir a contribuição das afluentes naturais para o aumento da cota de água na albufeira, através da construção, a montante e nas proximidades da albufeira, de cinco barragens de derivação, ligadas por canais não revestidos que desviam as águas da bacia para os flancos da albufeira. Deste modo, as afluentes limitam-se às precipitações sobre uma área de 1,95 km², apenas ligeiramente superior à área da albufeira (Oliveira *et al.*, 2006).

A planta geral da barragem está representada na Figura 3.6, onde se pode observar o corpo principal, identificado pelas siglas CP e PCP, com uma altura máxima de 42 m e cerca de 1 km de extensão. Identificam-se ainda três diques de fecho de portelas, identificados abreviadamente por MD e ME1 e ME2, respetivamente do lado direito e esquerdo do corpo principal. O dique ME2 encontra-se separado em três partes, ME2A, ME2B e ME2C. Nenhum dos diques de fecho de portelas chega aos 20 m de altura. Está também identificada, na parte esquerda da Figura 3.6, a pequena barragem de Monte Branco, com 7 m de altura. Esta barragem está integrada no sistema de derivação das águas afluentes às cabeceiras do Barranco das Lajes para o Barranco do Monte Branco. No total, os vários corpos da barragem totalizam 3,3 km de desenvolvimento (Oliveira, 2012).

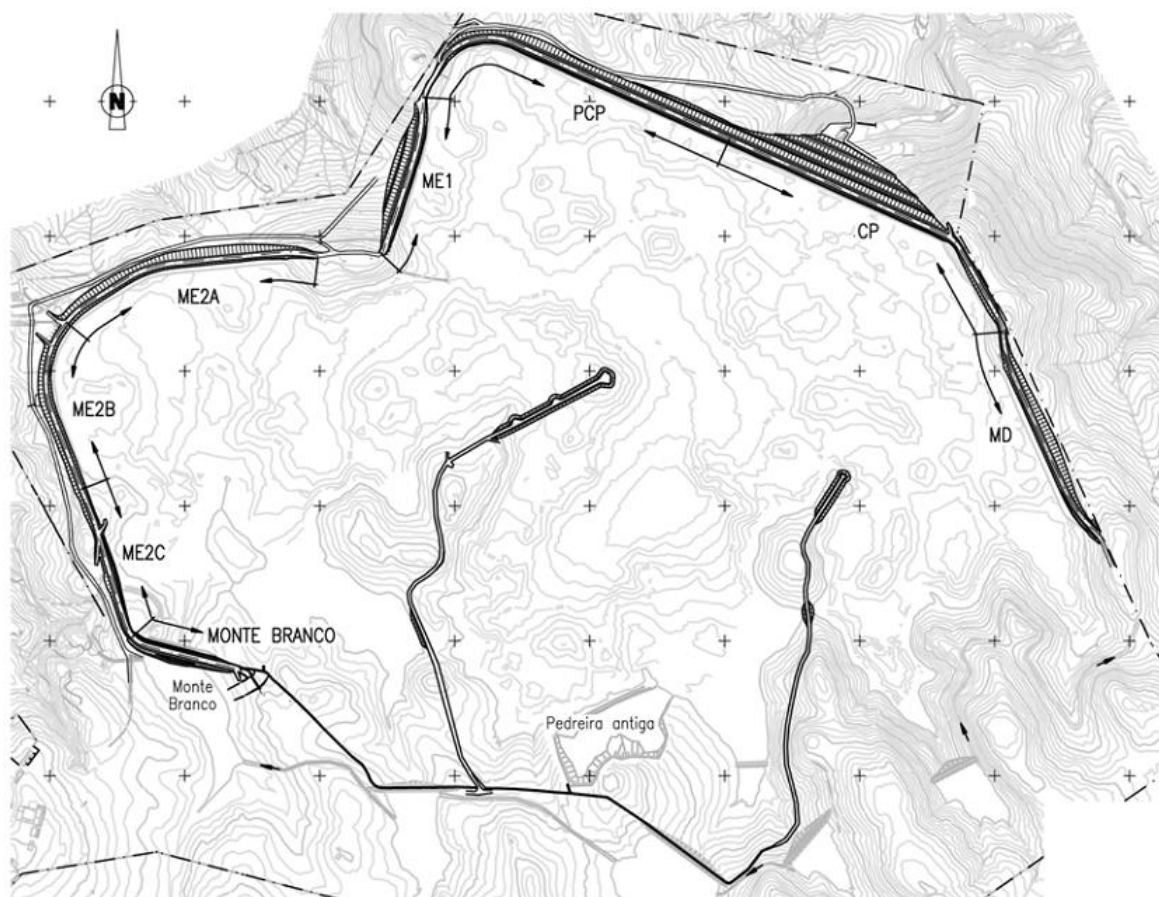


Figura 3.6 – Planta geral da barragem do Cerro do Lobo, adaptado de Oliveira (2012).

A construção faseada da barragem foi planeada desde a sua conceção inicial, indicando-se no Quadro 3.2 as diversas fases de construção bem como as respetivas datas de conclusão (Oliveira *et al.*, 2006).

Quadro 3.2 – Fases de construção da barragem, adaptado de Oliveira *et al.* (2006).

Fase de construção	Cota do coroamento [m]	Ano de conclusão
1ª fase	244	1988
2ª fase – 1º alteamento	248	1990
3ª fase – 2º alteamento	252	1993
4ª fase – 3º alteamento	255	2005

Na 1ª fase, a barragem foi construída com recurso à tecnologia de aterro zonado, com um núcleo constituído pela fração argilosa do solo residual do xisto, e com os maciços estabilizadores constituídos por escombros da mina. O sistema drenante consistiu num filtro sub-vertical, a jusante do núcleo, ligado a tapetes drenantes no fundo dos vales. No corpo principal da barragem os tapetes drenantes foram ligados por uma trincheira drenante, realizada ao longo do pé da barragem, que permite a concentração das águas de infiltração num único poço, de onde são bombeadas em retorno para a albufeira.

A partir da 2ª Fase de construção passou a utilizar-se como elemento impermeabilizante uma geomembrana em PEAD e o recurso a material de pedreira para execução dos maciços estabilizadores, em substituição do núcleo argiloso e dos escombros da mina, respetivamente. A geomembrana foi instalada entre as cotas 244,00 e 254,35, com inclinação paralela ao talude de montante e à distância deste de 5 a 8 m, medidos na horizontal. Foi ancorada ao maciço de fundação através de um plinto em betão, envolvido num material plástico e pouco permeável, preparado em obra pela mistura de areia fina eólica e bentonite. Na ligação da geomembrana ao núcleo argiloso utilizou-se a mesma mistura de areia e bentonite.

A barragem manteve em todas as fases de construção um descarregador de cheias, embora localizado em zonas diferentes do aterro. Atualmente, o descarregador situa-se no encontro esquerdo da barragem de Monte Branco e tem uma soleira reta com 25 m de largura.

A descarga de fundo, da 1ª Fase, foi prolongada na 2ª Fase e substituída na 3ª Fase por uma descarga auxiliar em sifão, que se manteve na 4ª Fase. Esta descarga auxiliar permite, se necessário, descarregar a água superficial da albufeira o que não acontecia com a descarga de fundo. A descarga de fundo foi selada em 1999 por razões de segurança estrutural e ambiental.

O coroamento da barragem tem 8 m de largura. Foi dividido numa faixa de circulação pavimentada em *tout-venant*, com revestimento betuminoso superficial simples, e numa plataforma em enrocamento drenante do lado de montante, com 2 m de largura em todos aterros, exceto na portela ME2B onde tem 4 m de largura. Esta sobrelargura foi definida pois nesse local foram instaladas as condutas de rejeitados e de águas industriais. Na Figura 3.7 pode observar-se uma vista aérea do paramento principal da barragem, depois de concluída a 4ª e última fase de alteamento.



Figura 3.7 – Vista aérea da barragem do Cerro do Lobo, adaptado de Cenor (2013).

As inclinações dos paramentos de montante e de jusante são respetivamente 1V/1,8H e 1V/1,7H. No paramento de jusante existem banquetas espaçadas verticalmente de 10 m. O talude de montante é

protegido com uma camada de *rip rap* e o talude de jusante é revestido com enrocamento sem finos (Oliveira *et al.*, 2006).

Na Figura 3.8 apresenta-se um corte transversal tipo do corpo principal da barragem de Cerro do Lobo. Neste corte estão bem identificadas as diversas fases construtivas bem como a solução adotada para impermeabilização.

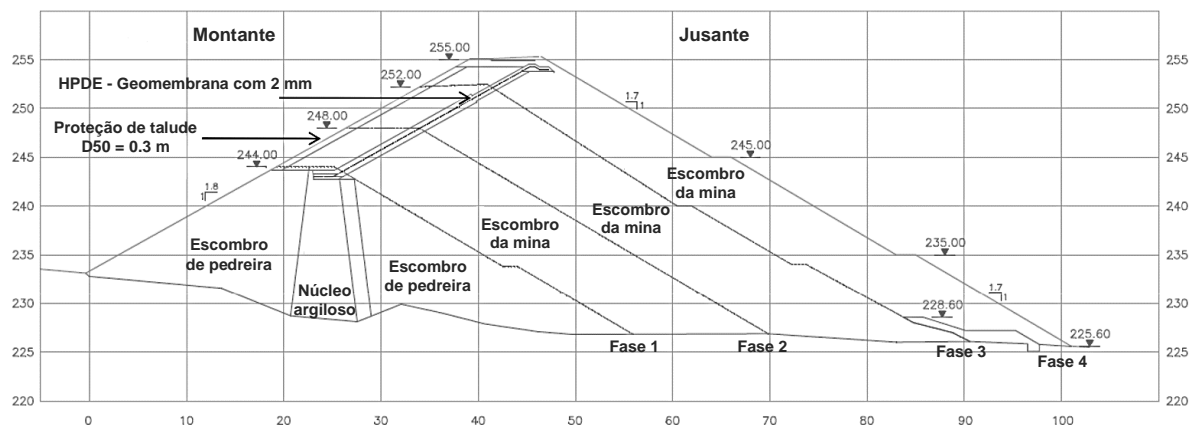


Figura 3.8 – Corte transversal tipo do corpo principal da barragem do Cerro do Lobo, adaptado de Golder Associates (2009b).

Tendo em conta o risco potencial da barragem de Cerro do Lobo, a monitorização e observação foi sempre uma preocupação. Desde logo, durante a primeira fase de construção, a barragem foi equipada com marcas superficiais e, na fundação do aterro, piezómetros pneumáticos e de corda vibrante. Foi ainda dotada de um poço de drenagem para medição e controlo de caudal e qualidade química das águas percoladas. Nas fases de construção seguintes, e já com base no Regulamento de Segurança de Barragens, Decreto-lei n.º 11/90 de 6 de janeiro, e nas Normas de Observação e Inspeção de Barragens, portaria 847/93 de 10 de setembro, foram tomadas as medidas regulamentares para seguir a evolução do comportamento da obra ao longo da sua vida, com medição dos deslocamentos superficiais e internos, dos caudais totais percolados e dos níveis piezométricos no aterro e fundação.

Os equipamentos instalados em cada uma das fases de construção foram sempre mantidos em funcionamento, com exceção das marcas superficiais, que necessariamente tiveram de ser destruídas e reinstaladas. Foram instalados sucessivamente novos equipamentos de observação, tais como poços de captação e bombagem, piezómetros pneumáticos e de tubo aberto, e inclinómetros.

No que concerne ao controlo de segurança ambiental, é feita a análise química das águas da albufeira, das infiltrações e dos piezómetros de tubo aberto existentes a jusante da barragem. Todas as águas captadas nos poços de controlo, resultantes da infiltração e percolação, são bombeadas para a albufeira (Oliveira *et al.*, 2006).

3.2.4 EVOLUÇÃO HISTÓRICA DA DEPOSIÇÃO

Os rejeitados produzidos nos processos de concentração dos minérios na Somincor foram, desde 1988, data de início da exploração mineira, até final de 2010, armazenados subaquaticamente na albufeira da Instalação de Resíduos do Cerro do Lobo (Oliveira, 2011).

Durante o período citado, utilizou-se uma deposição convencional, sem qualquer tipo de espessamento, a partir de múltiplos pontos de descarga dispostos ao longo do coroamento. O material assim depositado, designado habitualmente por polpa, não é mais do que uma lama contendo partículas sólidas em suspensão. Neste caso concreto a percentagem de sólidos, em peso, rondava os 30%. A opção pela deposição subaquática foi em grande medida justificada pelo elevado teor de sulfatos presentes nos rejeitados, o que lhes confere um enorme potencial para a ocorrência de drenagem ácida.

Apesar da deposição subaquática ter funcionado de forma muito satisfatória, foram sendo encontradas novas reservas minerais que, de acordo com as últimas previsões, estendiam a vida útil da mina até 2040. No entanto, apesar de se terem realizado três alteamentos da barragem, a capacidade da albufeira apenas possibilitava o armazenamento de resíduos até 2011 (Golder Associates, 2009a).

Para poder responder atempadamente a esta situação, e de forma a não comprometer a sustentabilidade da empresa, a Somincor estudou, em 2001, três diferentes alternativas para deposição de rejeitados: a construção de uma nova barragem; a realização de um novo alteamento da barragem existente; e a deposição subaérea de rejeitados espessados, sob os rejeitados depositados subaquaticamente (Oliveira, 2011).

A topografia do vale de deposição implicava que futuros alteamentos fossem bastante dispendiosos. Além disso, não estava assegurado o licenciamento para a barragem ultrapassar a atual cota de 255 m. Por outro lado, a construção de uma nova barragem implicaria a aquisição de terrenos na envolvente da atual albufeira, bem como um complexo e moroso processo de licenciamento.

Assim, dadas as dificuldades técnicas, económicas e legais das duas primeiras alternativas, a Somincor optou pelo desenvolvimento de um projeto para deposição de rejeitados espessados, a que chamou de Projeto da Pasta (Oliveira, 2011).

Este projeto consistiu nas seguintes fases de estudos e projetos de engenharia:

- estudo de pré-viabilidade (2001);
- testes laboratoriais (2002);
- ensaios de campo (setembro de 2002 a setembro de 2005);
- investigação hidrogeológica do aquífero e definição dos modelos geoquímico e hidrogeológico (2003);
- ensaio piloto (2004 a 2010);
- estudo de viabilidade (concluído em dezembro de 2007);
- engenharia de base (concluída em junho de 2008);
- avaliação da estabilidade dinâmica da pasta depositada (concluída em junho de 2009);
- engenharia de detalhe (concluída em julho de 2009).

E nas seguintes fases de construção:

- construção da central de pasta e do espessador (agosto de 2009 a outubro de 2010);
- construção das 4 células iniciais e nova estrada (outubro de 2009 a outubro de 2010).

Os resultados positivos obtidos em cada uma das etapas da fase de estudos e projetos de engenharia, acima referidas, permitiram avançar para a etapa seguinte. O estudo piloto foi particularmente importante pois, para além de ter permitido o estudo da produção e deposição de pasta, permitiu também testar 3 diferentes tipos de cobertura e escolher, com base nos resultados obtidos, a cobertura a utilizar na fase operacional (Oliveira, 2011).

Assim, como conclusão de todos os estudos, decidiu-se que a área ocupada pela albufeira seria dividida em 15 parcelas, denominadas células, tal como ilustrado pela Figura 3.9. Essas células seriam construídas sequencialmente, usando escombro na construção dos diques delimitadores do contorno de cada célula. A construção e enchimento sequenciais permitiriam o encerramento imediato de cada célula através da colocação de uma camada de cobertura. Desta forma seria possível limitar a evaporação e manter a pasta com um elevado grau de saturação e, por conseguinte, minimizar a drenagem ácida, ao evitar que os rejeitados entrem em contacto com o oxigénio do ar. Outra das grandes vantagens desta estratégia de deposição está na possibilidade de co-deposição de escombro e rejeitados.

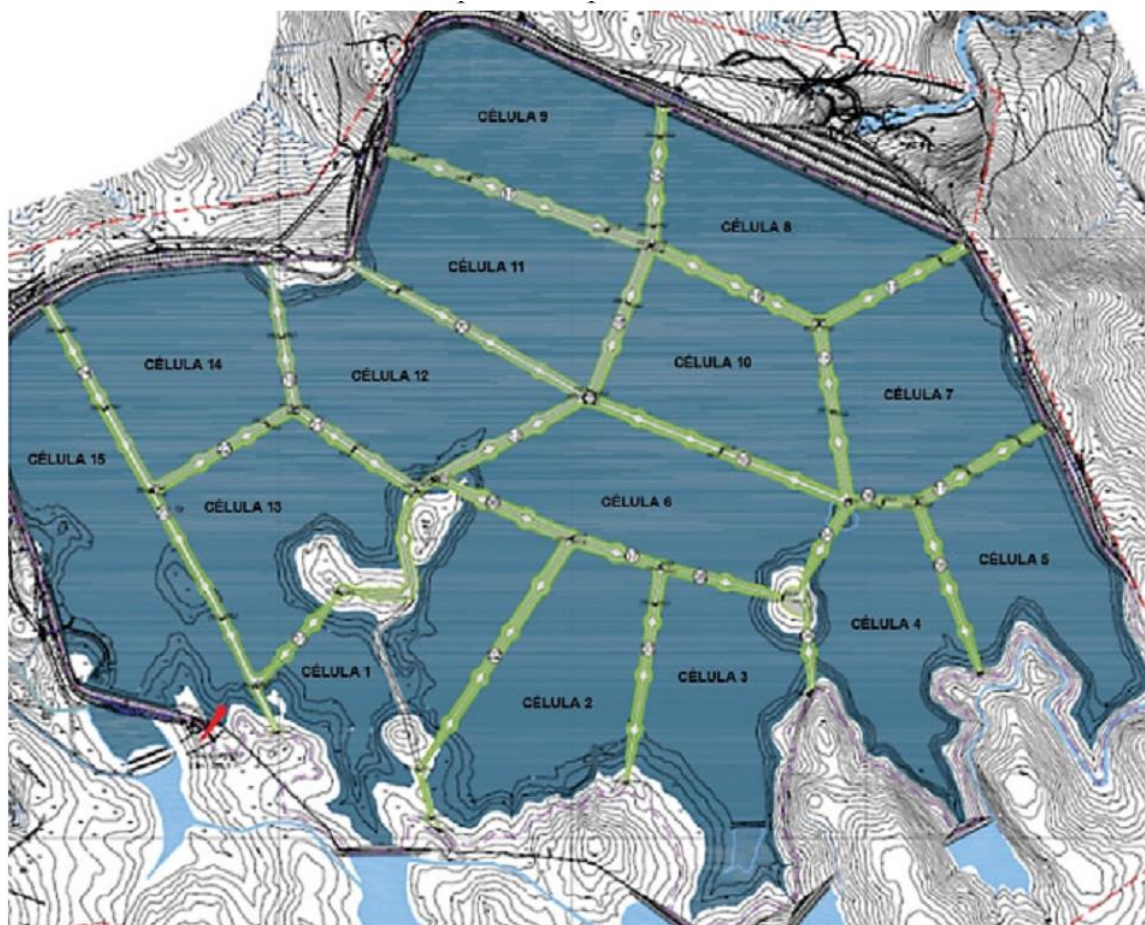


Figura 3.9 – Plano de divisão da albufeira em 15 células, através da construção de diques (Somincor, 2012).

A sequência de construção das células tem vindo a seguir a ordem numérica indicada na Figura 3.9. Por uma questão de precaução, as primeiras células a serem construídas localizavam-se na zona posterior, a uma distância do paramento da barragem superior a 700 m. Na Figura 3.10 pode observar-se uma imagem de satélite, de meados de 2011, onde são bem visíveis as primeiras cinco células, bem como a construção de diques para as células seguintes.



Figura 3.10 – Vista aérea da barragem do Cerro do Lobo, imagem do *Google Earth* datada de 18-6-2011 (*Google Earth* 7.1, 2013a).

Outra das vantagens da geometria de deposição escolhida é o facto de deixar em aberto a possibilidade de construção de uma segunda camada de células, sobre a primeira, expandindo ainda mais a capacidade do depósito.

Em suma, a opção pela expansão da capacidade da Barragem de Cerro do Lobo recaiu na deposição de rejeitados sob a forma de pasta, não só porque permite o aumento da capacidade de armazenamento dispensando os alteamentos do corpo principal da barragem e das portelas, mas também porque é compatível com a estratégia de encerramento prevista e por respeitar todos os critérios de impacto ambiental.

A alteração do método de deposição subaquática de rejeitados para deposição subaérea de pasta não gerou águas residuais ou industriais em diferente qualidade ou quantidade das que eram previamente geradas, nem implicou qualquer alteração à continuidade de operação da BCL em regime de descarga nula para o meio ambiente.

Como nota final convém referir que, apesar de lhe ter sido atribuído o nome de Projeto de Pasta, terminologia que acabou por se difundir ao nível dos diversos intervenientes no projeto, os rejeitados que têm vindo a ser produzidos ficam aquém da consistência de uma pasta mineral, conforme descrito no capítulo 2, tratando-se portando de rejeitados espessados.

Uma das operações mais complexas e “arrojadas” do Projeto de Pasta é a construção dos diques que dividem a albufeira em células. Estes diques são constituídos por escombros da mina, possuindo uma configuração muito variável. Características comuns aos diversos diques são: a largura da crista (5 m) e a inclinação dos taludes (1,3H:1V), que corresponde ao ângulo de talude natural do escombros com que são constituídos. Em todos os diques e bermas existem alargamentos, a cada 100 m, para manobra e cruzamento de camiões e outros equipamentos que circulam sobre os mesmos. A sua elevação é variável, devido à necessidade de criar pendentes para garantir futura drenagem interior da superfície final de encerramento do depósito (inclinação mínima de 0,3%).

Para a construção dos diques, o escombros é transportado por camião basculante (Figura 3.11a) e espalhado com recurso a uma giratória (Figura 3.11b) ou um *bulldozer* (Figura 3.11c). A compactação é efetuada pelo peso próprio do equipamento sem recurso a cilindro de compactação. Iniciando sobre o terreno natural, vai-se empurrando e nivelando o escombros, formando o dique. A construção prossegue lançando o material a partir da porção de dique já construída. Na Figura 3.11 podem observar-se três fotografias ilustrativas do processo de construção de diques.



Figura 3.11 – Construção de diques: a) transporte de escombros; b) basculamento e espalhamento com giratória; c) espalhamento com *bulldozer*.

Os diques são construídos diretamente sobre a polpa depositada subaquaticamente. Uma vez que essas camadas de polpa que servem de fundação aos diques têm uma consistência muito reduzida, ocorrem

grandes assentamentos. Tipicamente, grande parte desse afundamento ocorre à medida que se vai construindo o dique. Ainda assim, e uma vez que parte do assentamento é diferido no tempo, os diques são construídos 1 m acima da cota de projeto, esperando-se que assentem por consolidação até essa cota.

Tal como se pode ver na Figura 3.12, onde se representa esquematicamente o corte transversal de um dique, o volume de escombro utilizado na construção dos diques é muito superior ao volume teórico, por vezes mais do dobro, o que é corroborado pelos registos da quantidade de escombro utilizado nos diques. Em alguns dos diques foram realizadas furações verticais através dos diques para realização de ensaios e recolha de amostras. Essas furações, representadas na Figura 3.12 pelas linhas verticais, a azul e vermelho, possibilitaram estimar a forma da parte inferior dos diques.

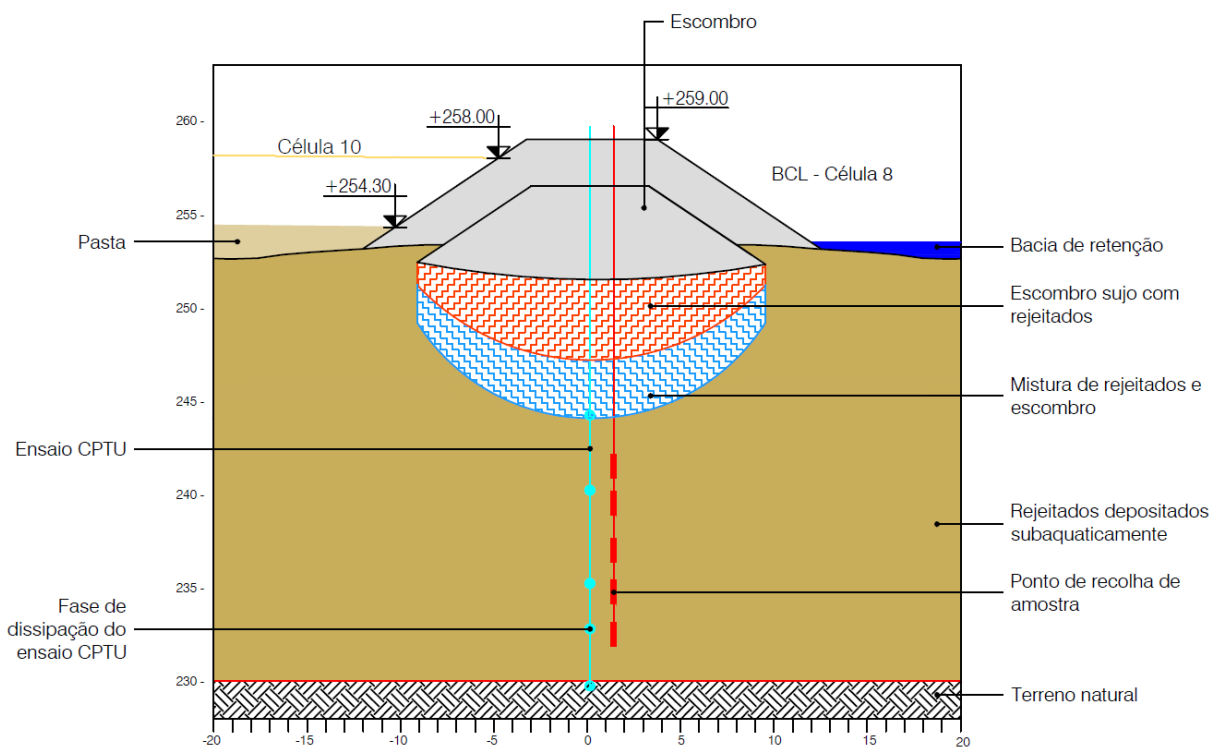


Figura 3.12 – Corte transversal esquemático de um dique.

3.3 ESPESAMENTO, TRANSPORTE E DEPOSIÇÃO DE REJEITADOS

O processo de espessamento e transporte dos rejeitados, descrito nos parágrafos seguintes, encontra-se esquematizado na Figura 3.13. No final do processo de concentração, nas lavarias, os rejeitados passam por um ciclone que lhes retira parte da fração mais grossa para produção de *paste fill*. Seguidamente, os rejeitados são armazenados sob a forma de polpa com cerca de 30% de sólidos, no tanque de rejeitados da lavaria do cobre. Daí os rejeitados são bombeados para a Instalação de Resíduos de Cerro do Lobo, IRCL, ao longo de aproximadamente 5 km, através de duas condutas paralelas com 450 mm, construídas em PEAD.

Ao chegarem à IRCL, os rejeitados são encaminhados para a central de produção de pasta, construída a noroeste da IRCL. Os principais componentes desta central são: o espessador, do tipo *deep cone thickener*; o sistema de floculante associado ao espessador; o sistema de bombagem; e as condutas de distribuição de pasta para as células construídas na IRCL.

À entrada da central de produção de pasta a polpa é descarregada no tanque de armazenamento de rejeitados, com 8 m de diâmetro, localizado imediatamente antes dos espessadores. Este tanque oferece alguma reserva face a eventuais variações de caudal afluyente. Além disso, permite a homogeneização dos rejeitados, caso tenha ocorrido segregação durante o transporte. A alimentação deste tanque é controlada, de modo a que nunca seja possível o seu transbordo.

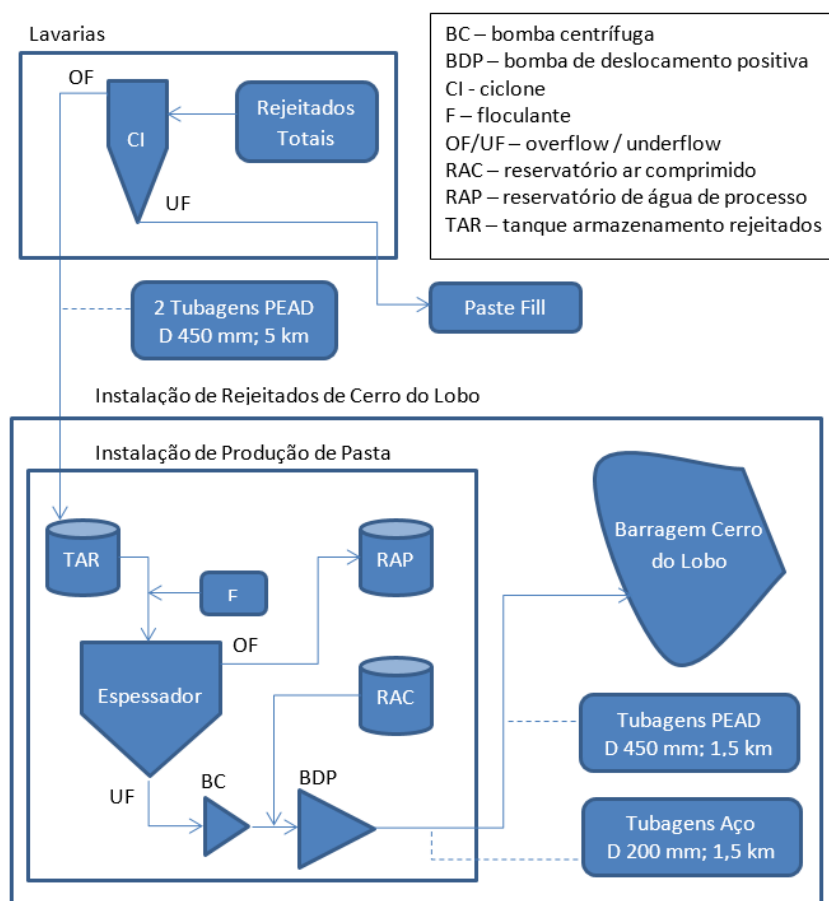


Figura 3.13 – Esquema da produção e transporte de rejeitados espessados

Do tanque de armazenamento os rejeitados são bombeados para os dois espessadores, passando por condutas de 450 mm de diâmetro em PEAD. À entrada dos espessadores é adicionado o flocculante. A dosagem de flocculante é próxima de 30 g por tonelada, podendo sofrer ligeiras variações em função da granulometria dos rejeitados. Cada um dos dois espessadores, visíveis na Figura 3.14, tem 18 m de diâmetro e uma altura de 17 m. O tempo de residência dos rejeitados no interior dos espessadores é de cerca de 10 horas.



Figura 3.14 – Montagem do segundo espessador, à esquerda na imagem

A água sobranete dos espessadores, *overflow*, é recolhida no depósito de águas de processo, com 8 m de diâmetro e 10 m de altura, para ser posteriormente usada no processamento do minério.

O *underflow* dos espessadores tem um teor médio de 70% de sólidos, em peso. O *underflow* é bombeado por uma bomba centrífuga horizontal localizada na base de cada um dos espessadores. Estas bombas transportam o rejeitado desde o fundo do espessador até às bombas de deslocamento positivo, através de tubagens de aço com 200 mm de diâmetro nominal.

No final do processo de espessamento existem duas bombas de deslocamento positivo, trabalhando em paralelo, que permitem o transporte dos rejeitados espessados até ao ponto de deposição. Esse transporte é efetuado ao longo de cerca de 3 km de condutas. Nos primeiros 1500 m, para fazer face às elevadas pressões, as condutas são de aço e têm 200 mm de diâmetro. Daí em diante existe uma rede de tubagens de PEAD com comprimento variável e com 450 mm de diâmetro, que levam os rejeitados até aos diversos pontos de deposição. Em cada instante estão ativos dois pontos de deposição de rejeitados, que são alterados periodicamente em função das necessidades, habitualmente a cada dois dias.

Sempre que se faz a alteração do ponto de deposição é necessário limpar as condutas, caso contrário os rejeitados iriam sedimentar no seu interior, dificultando ou mesmo inviabilizando a utilização futura desse ponto de deposição. A limpeza das condutas é efetuada através da injeção de água e ar comprimido. Com essa finalidade existem na instalação de produção de pasta dois compressores e um depósito de ar comprimido com 15 m³ de capacidade. Na Figura 3.15 pode observar-se uma sequência de três fotografias consecutivas que mostram o processo de limpeza de uma conduta. Ao ser injetada água e ar comprimido forma-se no interior da conduta um rolhão que percorre a conduta com elevada velocidade arrastando os rejeitados presentes no seu interior.



Figura 3.15 – Limpeza de condutas

No início da operação dos espessadores manteve-se a deposição simultânea de polpa e rejeitados espessados. Com o decorrer do tempo, e à medida que se foi afinando o processo de espessamento, a quantidade de material espessado foi aumentando progressivamente. No início de 2011 a proporção entre polpa e pasta era cerca de 50-50, passando para 30-70 no final de 2011 (Golder Associates, 2011). A partir de 2012 apenas se depositaram rejeitados espessados.

A alternância do ponto de deposição tem como principal objetivo permitir que os rejeitados fiquem expostos ao ar durante um determinado período de tempo. Os períodos de exposição de cada camada, nas zonas ativas, rondam os 45 dias. Durante esse período os rejeitados são sujeitos a um processo de secagem, provocado pela evaporação e drenagem de água para as camadas previamente depositadas. Como consequência dessa secagem aumentam as tensões de sucção, que promovem a redução do índice de vazios. Associada a essa redução volumétrica verifica-se um aumento da resistência, uma redução da

deformabilidade e um aumento do peso volúmico. A deposição posterior de novas camadas de rejeitados intensifica estes efeitos por intermédio da consolidação.

3.4 CONTROLO DA DEPOSIÇÃO

3.4.1 MONITORIZAÇÃO DE COTAS DE DEPOSIÇÃO

A monitorização das cotas de deposição é efetuada por meio de um conjunto de estacas graduadas dispostas ao longo dos diques e esporões das células. A leitura das estacas é realizada regularmente e permite controlar, em cada ponto, o ritmo de deposição e espessura aproximada da camada de material depositado, auxiliando a decisão de alteração de ponto de deposição e o conhecimento da cota absoluta atingida, o que é essencial para o controlo da modelação final pretendida. A Figura 3.16 apresenta dois exemplos das estacas utilizadas para monitorização das cotas de deposição.

Os locais de deposição são seleccionados com base na informação das cotas que são medidas nas estacas colocadas nas células, de modo a que sejam respeitadas as cotas estabelecidas para determinado local.

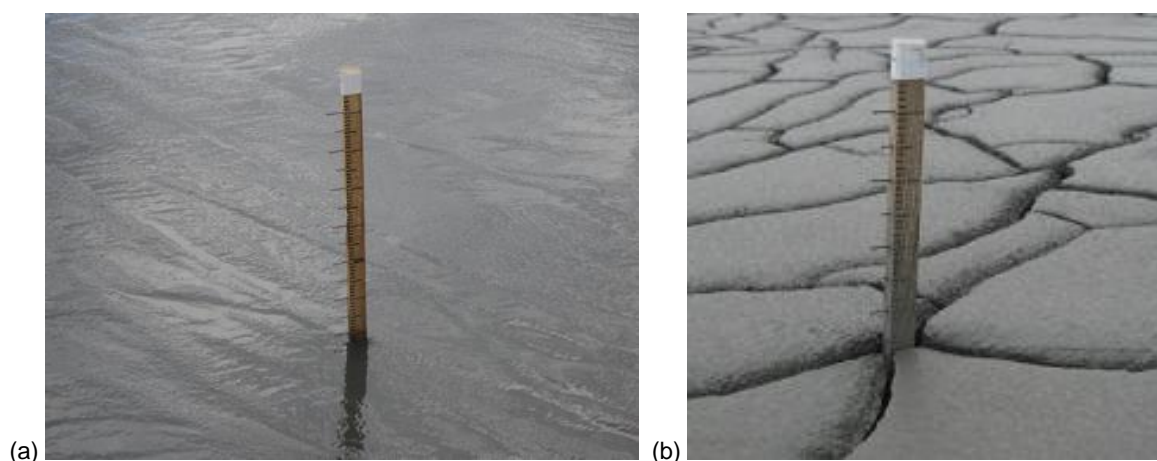


Figura 3.16 – Estacas graduadas para controlo da deposição: a) zona ativa; b) zona inativa, exposta ao ambiente durante dois meses - adaptado de Golder Associates (2011).

As estacas são formadas por ripas de madeira, com 1,5 a 3 m de comprimento, graduadas ao centímetro por traçagem com marcador e marcadas de 5 em 5 cm com pregos. Os pregos permitem a leitura mesmo quando a marcação por traçagem se torna ilegível devido à camada de lama que por vezes se deposita sobre a escala, consequência de salpicos. Por forma a permitir o seu controlo complementar por métodos topográficos, as mesmas estacas são dotadas de um refletor topográfico, instalado no topo, que permite a leitura à distância por reflexão laser.

A graduação das estacas permite avaliar a espessura de cada uma das camadas depositadas, enquanto o alvo topográfico permite estimar os assentamentos. Quando o nível de pasta se aproxima do topo de determinada estaca, é colocada uma nova estaca, sensivelmente no mesmo local, por forma a dar sequência ao controlo de cotas.

3.4.2 BALANÇOS DE MASSA DE MATERIAL DEPOSITADO

A quantidade de rejeitados depositados nas células é controlada com base em caudalímetros posicionados à saída da central de produção de pasta. Essa informação, juntamente com os elementos recolhidos nas células de deposição (locais de deposição e cotas de deposição), permite a realização de balanços de massa e de volume do material depositado, servindo para controlo da ocupação e perspetivação das capacidades restantes de cada célula e da IRCL como um todo.

3.4.3 MONITORIZAÇÃO DA EVOLUÇÃO DA CONSOLIDAÇÃO

Quer tenham sido depositados sob a forma de polpa ou sob a forma de pasta, os rejeitados sofrem assentamentos que não são instantâneos, mas antes diferidos no tempo. Resultam de um conjunto de aspetos físicos, nomeadamente a compressão de camadas inferiores pelas camadas sobrejacentes e a perda de água por processos de exsudação, infiltração, escorrência superficial e evaporação. De forma algo simplista, são designados assentamentos por consolidação, embora não seja esse o único fenómeno a contribuir para a sua ocorrência.

Para controlar o assentamento da massa de rejeitados desenvolveram-se e construíram-se marcas de assentamento, que foram sendo posicionadas dentro das células de deposição. O recurso a estas marcas de assentamento está relacionado com as dificuldades práticas em aceder ao interior das células, essencialmente por questões de segurança. Por esse motivo, a colocação destes equipamentos no interior das células é realizada com recurso a cordas que os puxam até aos locais pretendidos ou, em alguns casos, onde ainda haja navegabilidade, com recurso a embarcações. Como se pode observar na Figura 3.17, as marcas de assentamento são formadas por tubos de PVC, solidarizados entre si, por forma a criar uma estrutura com alguma rigidez. Possuem uma régua vertical graduada de 10 em 10 cm, geralmente com 3 m de altura, com uma mira topográfica no topo.

O interesse na medição de assentamentos prende-se com as indicações que daí se podem inferir relativamente à evolução da consolidação, à diminuição do índice de vazios e, consequentemente, ao comportamento do material depositado. Adicionalmente, o conhecimento da consolidação das camadas depositadas é importante para o balanço de volumes de armazenamento utilizados e disponíveis.

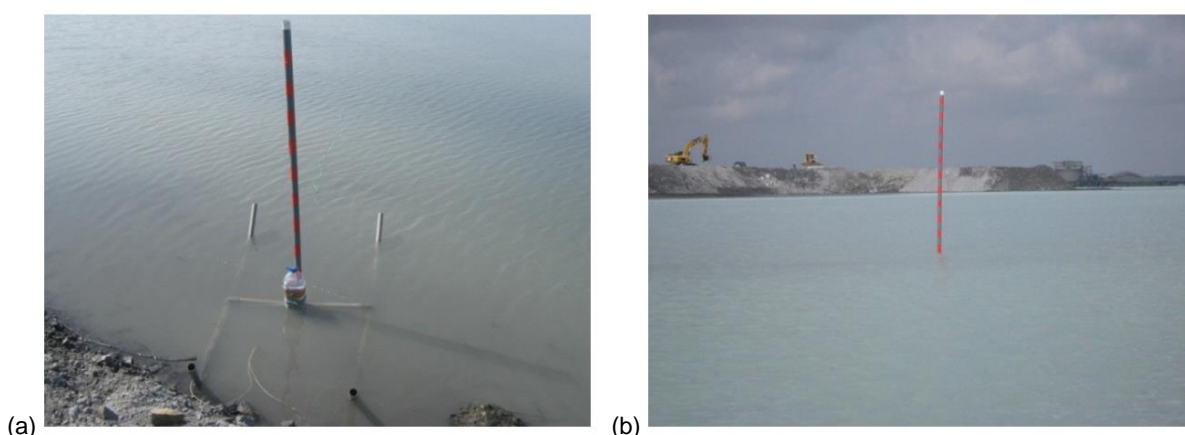


Figura 3.17 – Marcas de assentamento: a) pormenor da marca de assentamento; b) marca de assentamento colocada sob o plano de água - adaptado de Golder Associates (2011).

3.4.4 MONITORIZAÇÃO DA ESTABILIDADE DOS DIQUES DE CONTENÇÃO

A estabilidade dos diques de contenção é avaliada com recurso a dois tipos de registos: movimentos e pressões de água nos poros.

Os movimentos dos diques são determinados através do levantamento topográfico. Note-se, contudo, que nem todos os deslocamentos são sinónimos de instabilidade. É frequente registarem-se nos diques deslocamentos verticais consideráveis, que em geral correspondem à consolidação dos estratos subjacentes.

Sendo certo que grandes deslocamentos horizontais indiciam problemas de estabilidade, o inverso não é necessariamente verdade. No caso das roturas bruscas, os movimentos são praticamente nulos até ao instante em que ocorre a rotura. Por este motivo, além dos movimentos, têm vindo a ser monitorizadas as pressões intersticiais na proximidade dos diques. Durante o processo de deposição podem acumular-se excessos de pressão intersticial, sendo fundamental a sua monitorização.

Para monitorização da pressão de água nos poros têm sido utilizados piezómetros de corda vibrante. Alguns dos piezómetros foram instalados de forma permanente. Outros piezómetros, do tipo *push-in*, têm vindo a ser utilizados para efetuar medições pontuais. Os piezómetros *push-in* são fixados na extremidade de varas metálicas e cravados manualmente a partir dos diques, tal como se pode observar na Figura 3.18. Quando se pretendem realizar leituras a maiores profundidades a cravação pode ser auxiliada por uma escavadora. Adicionalmente, durante os ensaios CPTU realizaram-se fases de dissipação que ajudaram a avaliar a pressão neutra no interior dos rejeitados.

A monitorização tem sido realizada maioritariamente nas zonas próximas dos diques que apresentam diferenças de cota significativas do material depositado de montante para jusante, já que são estas situações que, naturalmente, oferecem maiores preocupações ao nível da estabilidade.



Figura 3.18 – Utilização de piezómetros do tipo *push-in* para avaliação da estabilidade: a) piezómetro acoplado a uma vara de extensão; b) cravação manual de piezómetro a partir da base de um dique - adaptado de Golder Associates (2011).

3.4.5 MONITORIZAÇÃO DA EVOLUÇÃO *IN SITU* DA DENSIDADE E ÍNDICE DE VAZIOS

A evolução da consolidação dos rejeitados depositados tem vindo a ser monitorizada com o objetivo de avaliar as características geotécnicas do depósito de pasta, tais como a densidade ou o índice de vazios, permitindo comparações com valores obtidos nos testes da zona piloto e que foram considerados para a avaliação da estabilidade do depósito.

Esta monitorização consiste na recolha de amostras indeformadas, próximo da superfície. A metodologia usada para recolha destas amostras depende da sua consistência. No caso de amostras moles, a recolha é realizada através da cravação de um tudo de parede fina, tal como ilustra a Figura 3.19. Nas zonas onde os rejeitados se encontram mais duros, Figura 3.20, além da cravação conseguem recolher-se amostras talhando pequenos blocos.

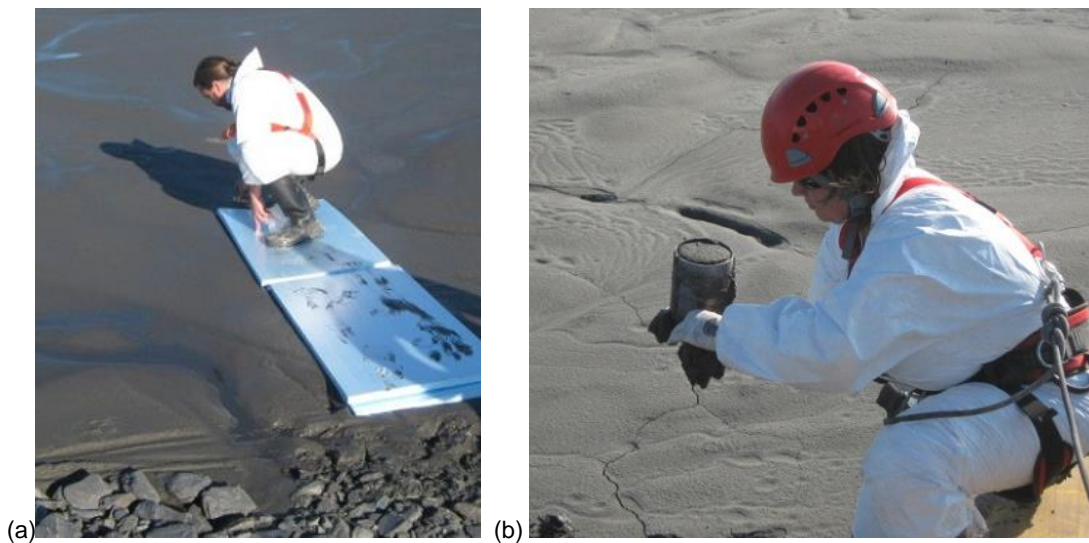


Figura 3.19 – Recolha de amostras indeformadas sobre rejeitados moles: a) criação de plataformas de trabalho para acesso aos rejeitados; b) cravação manual de amostradores - adaptado de Golder Associates (2011).



Figura 3.20 – Recolha de amostras indeformadas sobre rejeitados ressequidos: a) cravação de amostradores na face de uma fissura vertical; b) cravação de amostrador a partir da superfície e recolha de blocos talhados.

Posteriormente estas amostras são transportadas para o laboratório, onde é determinado o volume, o peso total, o peso seco e o peso específico das partículas. A partir destas grandezas básicas são determinados todos os índices físicos.

No caso das amostras com forma irregular, de que são exemplo os blocos talhados, a determinação do volume é realizada envolvendo a amostra em parafina e imergindo-a em água, tal como ilustrado na Figura 3.21. Para determinação do volume de água deslocado com precisão pode utilizar-se um *gobelet* tapado com uma placa acrílica transparente. Colocando o *gobelet* sobre uma balança, ligeiramente inclinado para que não fiquem retidas bolhas de ar, torna-se possível enchê-lo até ao limite da sua capacidade. A repetibilidade do método foi aferida, constatando-se que é possível determinar o volume de um bloco com precisão de 0,2 cm³.

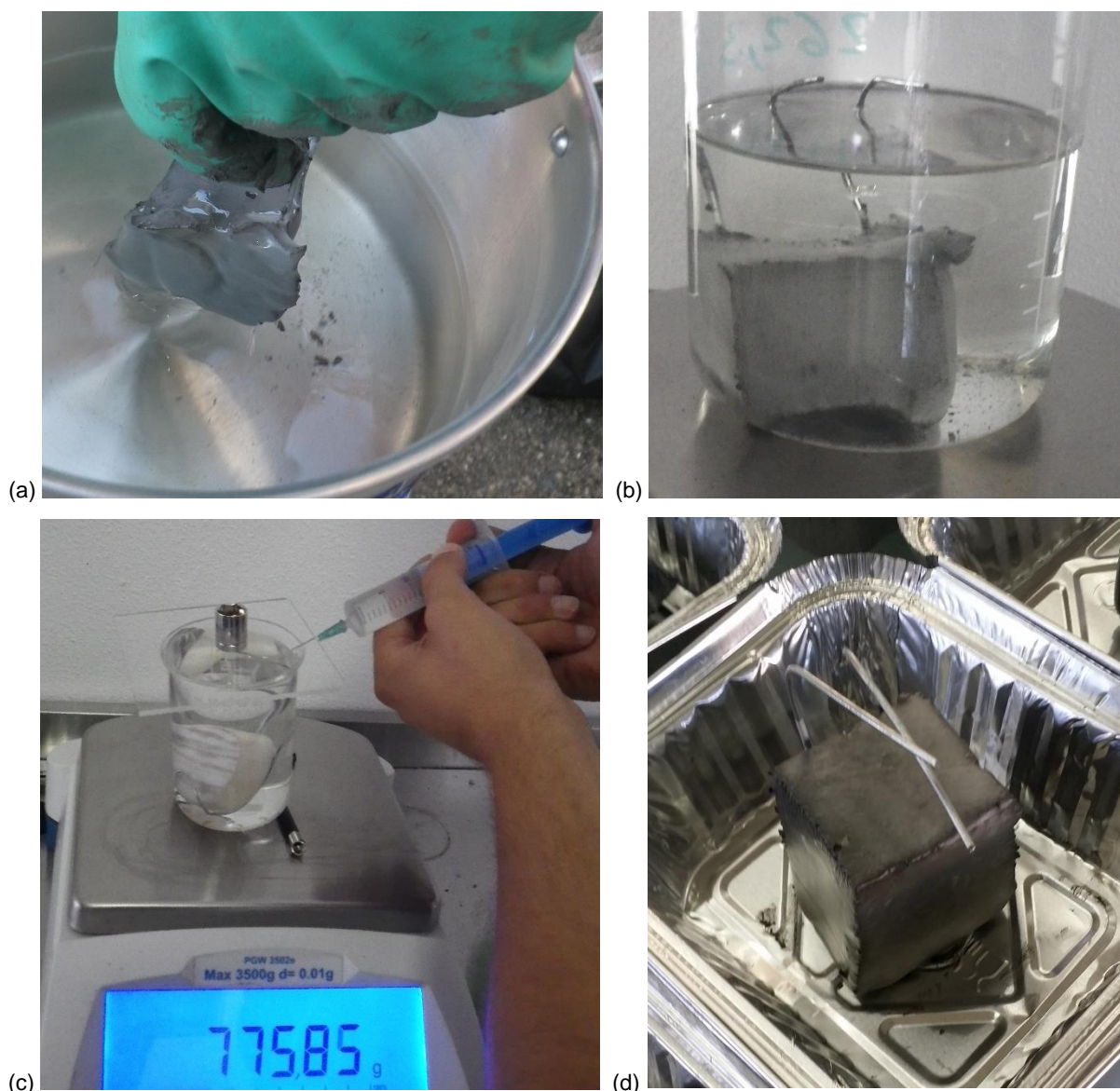


Figura 3.21 – Determinação do volume de blocos talhados: a) revestimento com parafina líquida; b) imersão em água; c) preenchimento do volume do recipiente; d) pesagem em estufa para determinar o teor em água.

3.4.6 MONITORIZAÇÃO DA EVOLUÇÃO GEOQUÍMICA

A necessidade da monitorização da evolução geoquímica dos rejeitados prende-se essencialmente com questões ambientais relacionadas com a oxidação dos rejeitados. Inicialmente, os rejeitados apresentam um pH básico, fruto do processo de flotação a que são sujeitos nas lavarias, tal como descrito anteriormente. No entanto, como são ricos em sulfuretos e metais pesados, quando em contacto com o oxigénio geram sulfatos que dão origem a escorrências ácidas que transportam os metais pesados. Este fenómeno de oxidação é facilmente identificável pela formação de manchas esbranquiçadas à superfície, tal como se pode observar na Figura 3.22. Essa tonalidade deve-se à acumulação de sais que ascendem à superfície devido à capilaridade e que precipitam aquando da evaporação.

Como forma de controlo da oxidação dos rejeitados efetua-se monitorização do pH e da condutividade dos rejeitados depositados. O processo de monitorização consiste na colheita de amostras, usando-se para o efeito um amostrador do tipo meia-cana, que permite obter amostras até 1,0 m de profundidade. Depois de recolhidas, as amostras são levadas para o laboratório, onde se determina o pH e a condutividade.

As primeiras campanhas de amostragem permitiram perceber que a oxidação ocorre apenas nos estratos mais superficiais, habitualmente nos primeiros 10 cm do material exposto. Aparentemente, a granulometria predominantemente fina dos rejeitados e a manutenção de um elevado grau de saturação são suficientes para impedir a oxidação em larga escala.

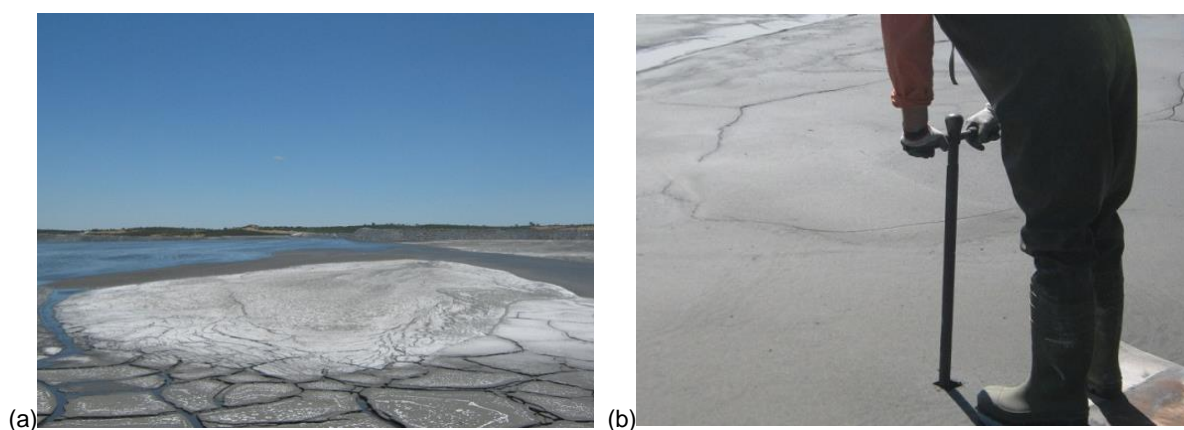


Figura 3.22 – Monitorização geoquímica: a) camada superficial de rejeitados oxidados; b) recolha de amostras com amostrador do tipo meia-cana - adaptado de Golder Associates (2011).

3.4.7 MONITORIZAÇÃO DOS ÂNGULOS DE DEPOSIÇÃO

Uma das propriedades fundamentais da pasta é o ângulo natural de deposição. Este ângulo é indicativo da reologia do material na fase de deposição, e potencialmente determinante para as estratégias de transporte, espalhamento e de maximização do volume de deposição. Tendo em conta que o material é depositado a partir de tubagens posicionadas sobre os diques e bermas, é facilmente compreensível que a configuração do depósito é altamente dependente deste ângulo. Este parâmetro tem particular importância na gestão da drenagem superficial, sendo necessário proceder ao controlo rigoroso das pendentes para garantir o correto encaminhamento das águas.

Atualmente são usadas duas metodologias para controlo dos ângulos de deposição:

- pela distância e diferença de cota entre duas estacas, sendo que normalmente o par é constituído por uma estaca posicionada na zona de deposição (esporão) e por uma estaca colocada na extremidade da célula (diques);
- pela execução de perfis topográficos, recorrendo-se a equipamentos que deslizam sobre o material, percorrendo a superfície de deposição; estes equipamentos, ilustrados na Figura 3.23, são dotados de uma mira topográfica que permite o seu levantamento periódico ao longo do percurso.



Figura 3.23 – Equipamento utilizado para levantamento topográfico da superfície do material depositado.

3.5 ENCERRAMENTO DO DEPÓSITO DE REJEITADOS

O programa de encerramento da Instalação de Resíduos de Cerro do Lobo prevê, entre outros objetivos, a cobertura superficial dos rejeitados com materiais que permitam a formação de um solo razoavelmente fértil, capaz de propiciar a revegetação da área com espécies autóctones da região.

Com a implementação da deposição de rejeitados espessados, o encerramento da IRCL será feito de forma progressiva, ainda durante a exploração da mina, encerrando cada célula assim que se extingue a sua capacidade.

O encerramento das células consiste na colocação de uma cobertura adequada. Durante as fases iniciais de desenvolvimento do projeto de pasta foram estudados três sistemas de cobertura (Golder Associates, 2007). Estes estudos vieram mostrar que, neste caso particular, é preferível a utilização de uma cobertura que favoreça a infiltração de água no depósito de rejeitados e que simultaneamente limite a evaporação. A redução da evaporação é conseguida limitando o afluxo de água à superfície da cobertura, através da colocação de uma barreira anti-capilaridade, constituída por material britado de granulometria grosseira.

O sistema de cobertura previsto para o encerramento das células encontra-se representado esquematicamente na Figura 3.24. É composto por quatro camadas distintas, sendo as três primeiras camadas constituídas por material de pedreira e a camada mais profunda constituída por material escombros proveniente da mina. Naturalmente, haverá uma zona de transição em que os rejeitados se misturam com o escombros.

A colocação da cobertura deverá ser iniciada aquando do aparecimento das primeiras fendas de dessecação na superfície dos rejeitados. Desta forma consegue evitar-se a secagem excessiva, ao mesmo tempo que se permite que a camada mais superficial dos rejeitados ganhe alguma rigidez, minimizando o volume de escombros que fica misturado com os rejeitados

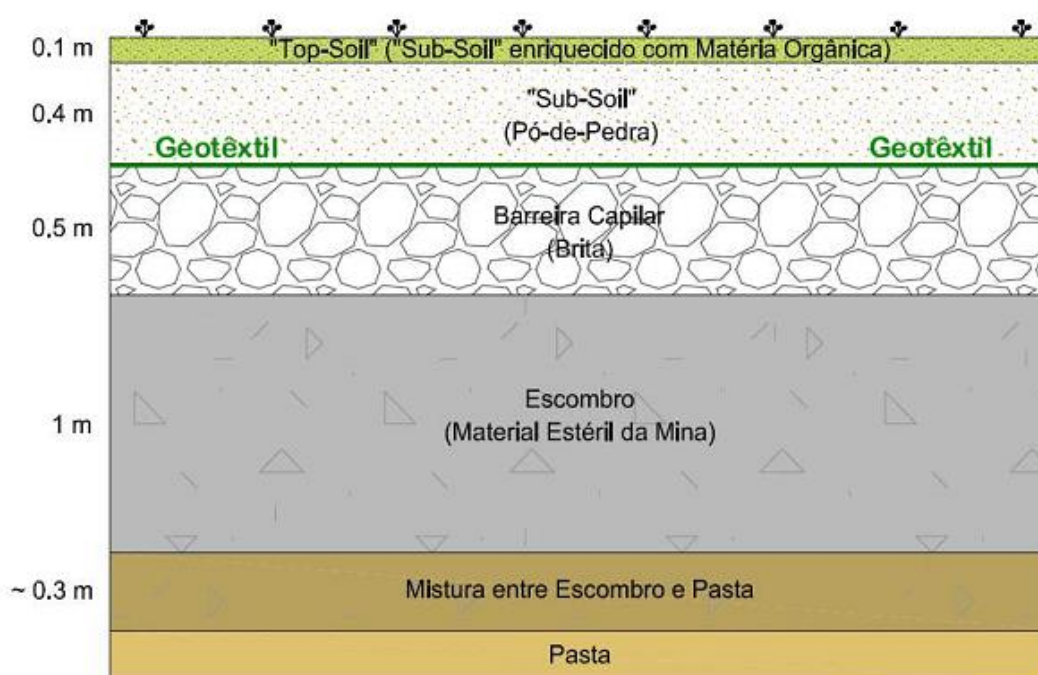


Figura 3.24 – Sistema de cobertura de rejeitados, adaptado de Golder Associates (2009a).

3.6 CLIMA

O clima é um dos fatores de maior importância para qualquer instalação de rejeitados. Independentemente do intervalo de tempo considerado, podem distinguir-se dois tipos de interação entre o depósito de rejeitados: os períodos de seca e os períodos de chuva.

Os períodos de seca caracterizam-se por serem períodos em que a evaporação supera a pluviosidade. Assim sendo, durante estes períodos o depósito de rejeitados perde humidade. Dependendo do tipo de depósito de rejeitados, essa perda pode significar uma redução do volume de água superficial nas bacias de sedimentação, ou uma redução do grau de saturação dos rejeitados, mais notória à superfície dos mesmos. É precisamente essa secagem das camadas mais superficiais que permite tirar partido do acréscimo de resistência e da redução da deformabilidade causados pela sucção.

Nos períodos de chuva acontece o inverso. O volume de água nas bacias de sedimentação aumenta, formam-se canais de escoamento superficial que erodem as camadas previamente depositadas e aumenta

o grau de saturação dos rejeitados, o que por sua vez leva a uma perda (total ou parcial) da sucção e consequente redução da resistência ao corte.

O clima no depósito de rejeitados de Cerro do Lobo tem vindo a ser monitorizado, desde o início de janeiro de 2008, através de uma estação meteorológica instalada no local, que regista a temperatura, precipitação e evaporação. A Figura 3.25 apresenta as médias mensais dos dados climáticos recolhidos durante 6 anos, entre 2008 e 2013. Naturalmente, verifica-se uma forte correlação entre a temperatura e a evaporação. Em termos práticos, o ano pode ser dividido em três períodos: de junho a setembro a evaporação média diária varia entre 6 a 8,5 mm diários e a pluviosidade é quase nula; de novembro a março a pluviosidade é semelhante à evaporação, ambas próximas de 2 mm diários; nos restantes meses, outubro, abril e maio, a evaporação média ronda os 4 mm e a precipitação é cerca de 2 mm diários.

Em termos médios, a precipitação anual ronda os 500 mm enquanto a evaporação anual se situa próxima de 1400 mm.

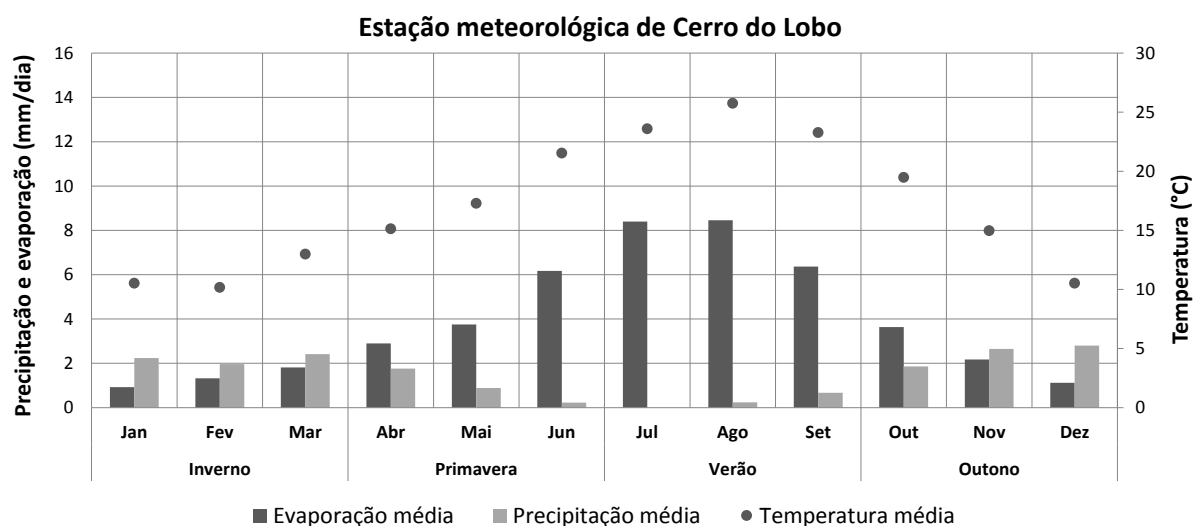


Figura 3.25 – Evolução climática no local do depósito de rejeitados.

3.7 ESPECIFICIDADES DO CASO DE ESTUDO

O projeto de produção de rejeitados espessados/pasta desenvolvido na mina de Neves-Corvo é um projeto pioneiro a nível europeu e mundial, pelas seguintes razões (Oliveira, 2011):

- Pela primeira vez na Europa a pasta de rejeitados com elevado teor de sulfuretos é produzida e preparada para armazenamento ao ar, antes da cobertura definitiva, numa bacia não impermeabilizada e num local de clima seco;
- Também pela primeira vez estão a ser construídas “células” para armazenamento simultâneo de pasta de rejeitados e escombros. Esta técnica permite o enchimento e encerramento progressivos do aterro de resíduos do Cerro do Lobo durante a fase operacional da empresa. A cobertura foi desenhada para a manutenção de elevados níveis de saturação da pasta e a minimização de lixiviados.

Por englobar problemas muito complexos, a metodologia de implementação assentou num projeto desenvolvido de forma faseada, sempre com recurso a estudos laboratoriais e de campo, de complexidade crescente, que pudessem validar as hipóteses consideradas.

Pelas razões apresentadas, durante todas as fases da vida útil do depósito de rejeitados a monitorização tem tido, e continuará a ter, um papel fundamental. Subsistem muitas dúvidas sobre a forma e grau com que ocorre a densificação dos rejeitados, sobre o efeito da dessecação das camadas por efeito da exposição atmosférica, sobre o efeito do humedecimento das camadas previamente depositadas quando sobre elas se depositam novas camadas, sobre a capacidade de dissipação dos excessos de pressão intersticial provocados pela deposição de novas camadas, sobre a evolução da resistência com o evoluir da consolidação, sobre o grau de saturação dos rejeitados e sua evolução no tempo, sobre a possibilidade de liquefação face à ocorrência de um sismo, etc.

4

CARATERIZAÇÃO DO MATERIAL – Preparação de amostras, metodologias de ensaio e índices físicos

4.1 INTRODUÇÃO

Os rejeitados da mina de Neves-Corvo têm vindo a ser depositados na Barragem do Cerro do Lobo, BCL, desde o arranque da operação. Esta barragem criou uma albufeira que tinha duas funções principais: permitir armazenar água para ser usada no processo mineiro; e servir de bacia de deposição de rejeitados.

Inicialmente o método de deposição adotado foi a deposição subaquática de lamas. No entanto, com o esgotar da capacidade da albufeira, deu-se início à deposição subaérea de rejeitados espessados, que permitirá expandir a capacidade do depósito por mais alguns anos.

Na Figura 4.1 pode observar-se o estado de ocupação da BCL no final de 2014. A azul e identificado com a sigla A1 está representado o plano de água, sendo que a altura de água era variável entre 0,5 e 2 m. A castanho, com a sigla B1, estão representadas as zonas onde se depositaram rejeitados espessados. Na zona sudeste da albufeira, identifica-se com a sigla C1 a zona piloto, onde se fizeram os primeiros testes de deposição de pasta.

Embora as propriedades do rejeitado produzido por esta exploração mineira tenham sido relativamente constantes ao longo dos anos, os métodos de deposição utilizados levaram ao surgimento de três materiais de características bastante distintas: siltes, areias e pasta. Neste contexto, aplicam-se as designações “silte” e “areia” em função da granulometria dos rejeitados. Contudo, tratando-se de um material artificial com uma mineralogia muito característica, são necessariamente muito diferentes e não devem ser confundidos com os siltes e areias que ocorrem na natureza.

Na fase inicial de deposição subaquática, em que os rejeitados eram simplesmente lançados para o interior da albufeira, ocorria segregação de forma muito acentuada. As partículas de maiores dimensões e/ou mais densas sedimentavam nas proximidades do ponto de deposição, enquanto as partículas mais finas e/ou menos densas percorriam distâncias muito maiores antes de se depositarem no fundo da albufeira. Para atenuar os efeitos da segregação os pontos de deposição eram alterados muito frequentemente. Assim se explica a alternância de camadas encontrada na BCL.

Os ensaios realizados permitiram identificar diversas lentes de material arenoso no interior da massa de rejeitados siltosos. Esses ensaios revelaram ainda que essas bolsadas de material arenoso ocorrem com maior incidência junto do paramento da barragem principal. Este resultado corrobora a explicação anterior, já que era precisamente no coroamento da barragem principal onde se localizava a maioria dos pontos de deposição de rejeitados.

Em 2010 deu-se início ao espessamento dos rejeitados e à deposição subaérea. A partir dessa altura a segregação passou a ser quase inexistente. Essa alteração na forma de deposição levou ao aparecimento de camadas de rejeitados não saturados. Tal como referido no capítulo anterior, embora não o sendo verdadeiramente, aos rejeitados espessados depositados subaereamente atribuiu-se a designação de pasta.

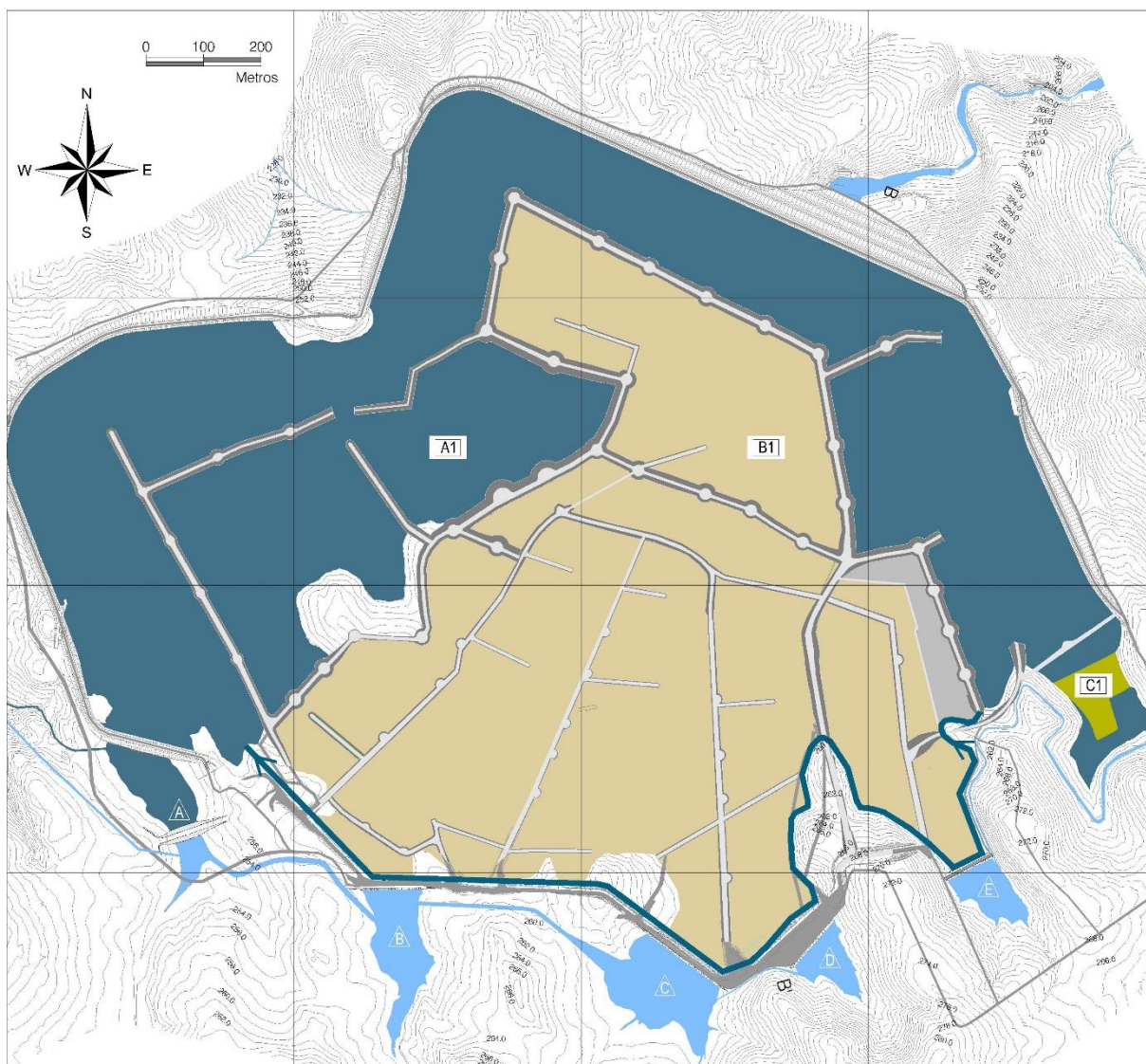


Figura 4.1 – Representação esquemática do estado da Barragem de Cerro do Lobo no final de 2014.

Tendo por objetivo compreender o comportamento dos três tipos de rejeitados descritos em cima, foi planeado um vasto conjunto de ensaios. Esses ensaios têm por objetivo determinar as propriedades dos rejeitados sob diversas vertentes, nomeadamente: sedimentação, consolidação, comportamento não saturado e resistência mecânica.

Neste capítulo, o primeiro de quatro dedicados à caraterização geotécnica dos rejeitados, descreve-se a forma como foram obtidas as amostras, as técnicas usadas na sua preparação e os ensaios para determinar as propriedades básicas dos rejeitados.

4.2 AMOSTRAGEM

A obtenção de amostras de pasta é bastante simples. Estas amostras podem ser recolhidas à saída da central de produção de pasta ou à superfície do depósito de rejeitados. A maioria das amostras de pasta foi recolhida diretamente no *underflow* dos espessadores, e armazenadas em bidões de 20 l. Sempre que se recolhia um bidão de rejeitados efetuavam-se ensaios de identificação (teor em água, curva granulométrica e peso específico) para garantir que o material recolhido era representativo do material existente na BCL. Isto porque o processo industrial de produção de rejeitados apresenta alguma variabilidade.

Os siltes e areias, pelo contrário, não estão tão facilmente acessíveis, já que atualmente todos os rejeitados são espessados antes de serem depositados. Por outro lado, as camadas de rejeitados não espessados estão sob o plano de água ou sob camadas de rejeitados espessados. Assim, para conseguir amostras de siltes e/ou areias é necessário efetuar furos de sondagem a partir da superfície.

Tendo em conta as condicionantes apresentadas em cima, aproveitou-se a realização de um conjunto de ensaios CPTU para recolher amostras em profundidade. Essa recolha permitiu obter amostras dos três materiais, silte, areia e pasta. Nos pontos seguintes descrevem-se alguns pormenores dessa campanha de recolha de amostras.

4.2.1 LOCALIZAÇÃO E ACESSO AOS PONTOS DE RECOLHA

O posicionamento dos pontos de recolha foi definido tendo por objetivo a recolha de amostras representativas, tanto de pasta como de rejeitados não espessados (polpa depositada subaquaticamente). Na Figura 4.2 estão identificados os locais onde foram recolhidas amostras. Como se pode verificar esses locais foram distribuídos por toda a área da BCL.

Tal como referido, os pontos de amostragem são adjacentes aos locais onde se realizaram ensaios CPTU. Desta forma foi possível usar a informação recolhida nos ensaios para conhecer a estratigrafia de cada local previamente à recolha das amostras. Em anexo apresentam-se os perfis interpretativos dos ensaios CPTU. Nesses perfis está claramente identificada a posição de cada uma das amostras recolhidas.

Em grande parte dos casos a amostragem foi efetuada a partir dos diques. Nesses casos foi necessário perfurar os diques de escombros para ter acesso aos rejeitados. Na Figura 4.3 representa-se um perfil típico da amostragem a partir de um dique. A zona cinzenta representa o dique e a trama vermelha, sob o dique, representa a zona em que o escombros constituinte dos diques se mistura com os rejeitados. A linha azul representa o ensaio CPTU e as bolas azuis identificam os ensaios de dissipação. Estes ensaios consistem em parar o avanço da ponteira do CPTU mas mantendo o registo de pressões neutras. A linha vermelha representa o alinhamento de recolha de amostras indeformadas, em que cada amostra recolhida está representada por um retângulo vermelho.



Figura 4.2 – Localização dos pontos de recolha de amostras.

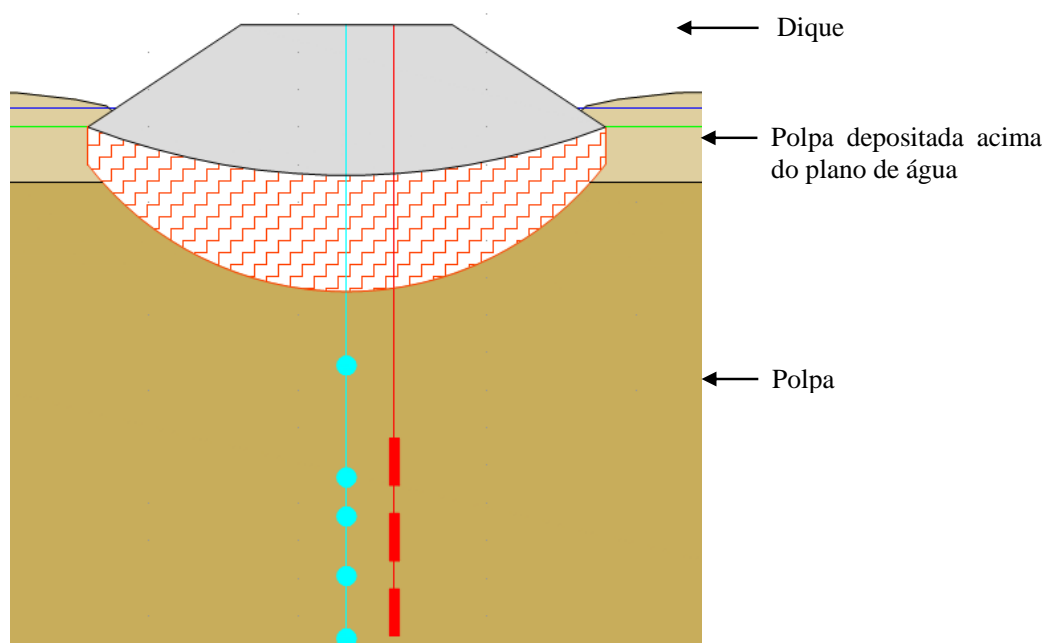


Figura 4.3 – Esquema da realização de ensaios CPTU e da recolha de amostras a partir de um dique.

Noutros casos, para se efetuar os ensaios CPTU e a colheita de amostras diretamente sobre os rejeitados, foi necessário proceder à construção de plataformas de trabalho provisórias, que permitissem o acesso aos locais a investigar. A execução dessas plataformas envolveu os seguintes passos: colocação de uma geogrelha diretamente sobre a superfície dos rejeitados; colocação de negativos (tubos de PVC) nos pontos onde se iria efetuar o ensaio e a recolha de amostras; e espalhamento de escombros em camadas com 20 a 30 cm de espessura, até se atingir uma espessura de aproximadamente 60 cm. A Figura 4.4 apresenta, de forma esquemática, o corte transversal de uma dessas plataformas de trabalho provisórias no interior de uma célula de deposição. Sob a plataforma provisória, existe uma camada de pasta e sob ela existem rejeitados depositados subaquaticamente sob a forma de polpa. Entre ambas existe uma zona de características intermédias que consiste em rejeitados não espessados depositados acima do nível de água da albufeira.

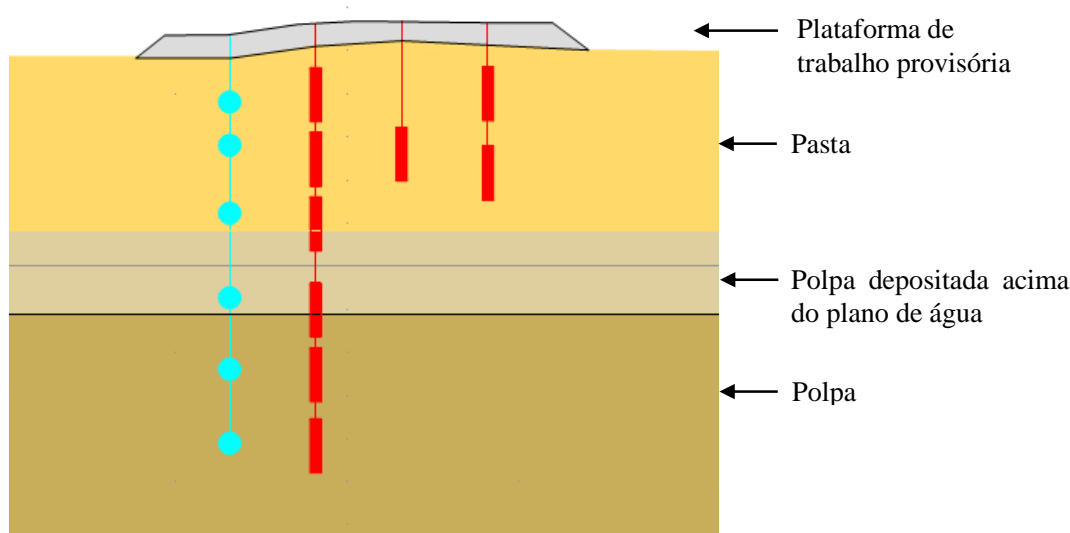


Figura 4.4 – Esquema da realização de ensaios CPTU e da recolha de amostras no interior das células utilizando plataformas de trabalho provisórias.

4.2.2 METODOLOGIA DE AMOSTRAGEM

A campanha de recolha de amostras que aqui se descreve teve como objetivo não só recolher amostras remexidas, mas também recolher amostras que preservassem o estado natural dos rejeitados, possibilitando efetuar ensaios em amostras indeformadas.

Tal como refere a parte 2 do Eurocódigo 7 (CEN, 2007) a recolha de amostras completamente indeformadas é praticamente impossível devido, entre outros fatores, à perturbação mecânica causada pelas operações de amostragem e ao inevitável alívio de tensões. Como é óbvio, o efeito destes fatores no grau de perturbação depende em grande medida da qualidade do equipamento utilizado, do tipo de solo em causa e da perícia dos operadores. A suscetibilidade do solo será porventura o fator preponderante no que diz respeito a alterações causadas pela amostragem. Deste modo, embora os solos sensíveis sejam propícios a alterações, existem solos pouco sensíveis, como por exemplo as argilas rijas, onde se conseguem obter boas amostras ainda que se usem técnicas menos restritivas. Sob outro ponto de vista, cada problema requer um determinado grau de precisão na definição dos parâmetros do solo.

Como consequência, a preparação de um programa de amostragem implica a consideração dos fatores mencionados atrás, a definição do grau de perturbação aceitável para o problema em apreço e, por fim, a escolha dos equipamentos e técnicas de amostragem mais adequados.

Neste caso concreto o material a amostrar era muito sensível e pretendia minimizar-se ao máximo a perturbação das amostras. Tendo em mente esse objetivo, a amostragem *in situ* foi efetuada com recurso a um amostrador de parede fina de pistão fixo Mostap 65FT-1000 do fabricante AP Van Den Berg (Van den Berg, 2011), que possibilita a colheita de amostras indeformadas com 66 mm (2½”) de diâmetro e 995 mm de comprimento, contidas em tubo de PVC rígido (*liner*).

Existem diversos modelos de amostradores Mostap, capazes de colher amostras com dimensões diferentes. Foi adotado este diâmetro para que se pudessem realizar ensaios edométricos e ensaios triaxiais sobre as amostras recolhidas.

Este é possivelmente o equipamento mais eficiente, disponível comercialmente, para recolha de amostras indeformadas. Este amostrador permite a utilização de uma camisa porosa em *nylon*, identificada na Figura 4.5 com a letra A, que envolve a amostra e que minimiza a fricção com o tubo de PVC tanto durante a colheita como na fase de extração, em laboratório. O tubo amostrador atua como vara-guia do pistão durante a cravação da amostra e permite o envolvimento da camisa de *nylon* uniformemente à volta da amostra de solo. A camisa de *nylon* e o tubo de PVC permitem o transporte adequado e o acondicionamento eficaz das amostras. No entanto, a camisa de *nylon* pode favorecer a drenagem periférica e diferencial das amostras.

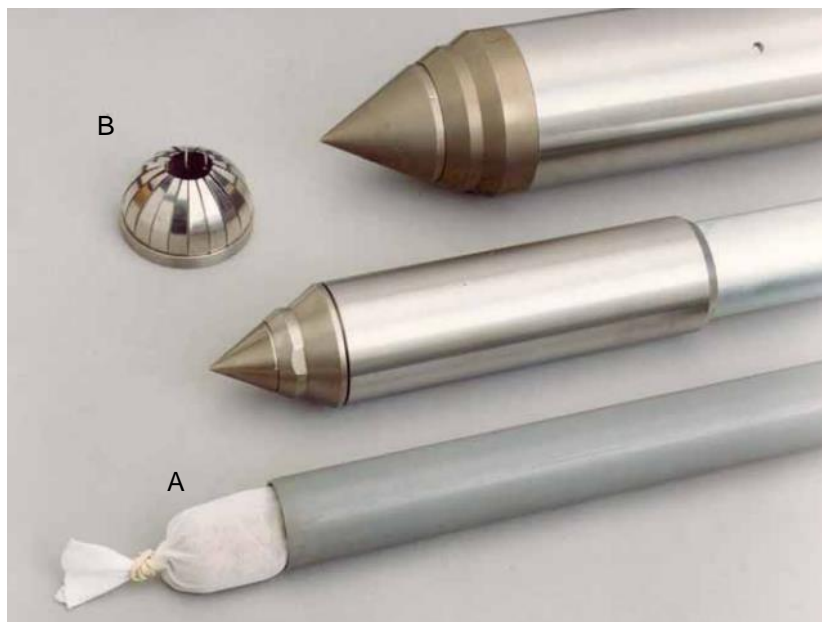


Figura 4.5 – Amostrador Mostap (Van den Berg, 2011).

Neste caso em particular, verificou-se nas primeiras tentativas que por serem demasiado moles os materiais em causa não permitiam a utilização bem-sucedida da camisa de *nylon*. Decidiu-se então que a camisa de *nylon* não seria usada.

Para auxiliar a recolha da amostra, a extremidade inferior do amostrador é dotada de um conjunto de lâminas flexíveis, identificadas na Figura 4.5 com a letra B. Estas lâminas funcionam como escamas, impedindo o movimento descendente da amostra quando o amostrador é recolhido até à superfície.

O amostrador Mostap é operado pelo mesmo equipamento usado para a realização de ensaios CPT. A metodologia de recolha de amostras com este equipamento é ilustrada pela Figura 4.6. O procedimento consiste em acoplar o amostrador às varas de extensão do CPT e cravar o conjunto até ao topo do horizonte a amostrar. Seguidamente, é acionado um gatilho que solta a ponteira cónica, que se mantém estacionária à profundidade em que se encontra, enquanto a parte exterior do amostrador continua a descer, cortando a amostra. Após percorrido todo o curso do tubo amostrador a ponteira cónica é fixada na zona posterior, onde existe um rebordo que permite a selagem e impede a entrada de ar, criando um ligeiro vácuo. Este vácuo ajuda a sustentar a amostra no interior do amostrador. Seguidamente o amostrador é recolhido até à superfície.

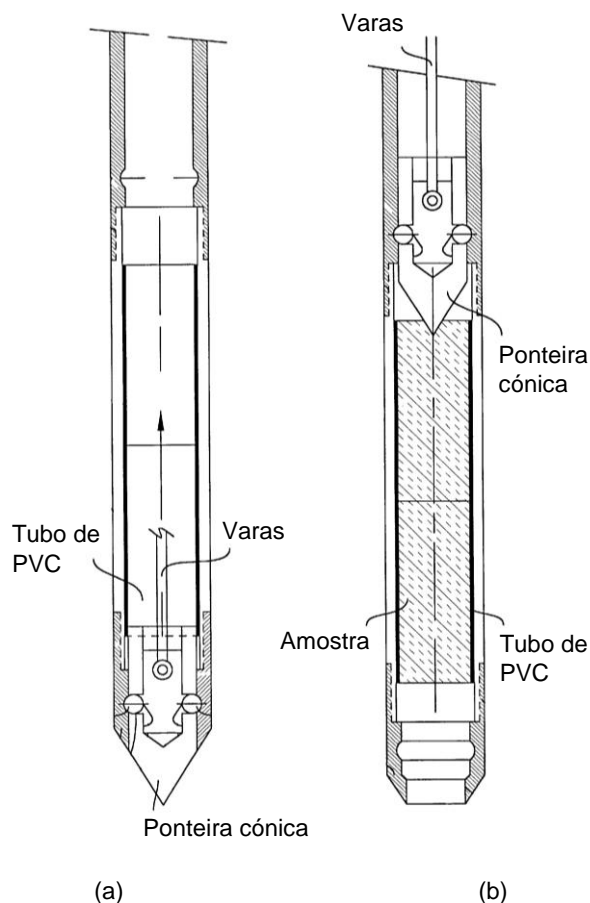


Figura 4.6 – Esquema de funcionamento do amostrador Mostap: a) configuração inicial, antes e durante a cravação até ao ponto de recolha; b) posição final, com a amostra no interior (Melega, 1999).

4.2.3 MANUSEAMENTO E ARMAZENAMENTO DAS AMOSTRAS

Ao chegar à superfície, as amostras, em conjunto com o tubo de PVC, foram retiradas do tubo exterior metálico do amostrador. Seguidamente, os tubos contendo as amostras foram tamponados, pesados e selados com parafina. Posteriormente as amostras assim acondicionadas foram transportadas para um

edifício onde seriam armazenadas até posterior utilização. Foram embrulhadas em plástico protetor com bolhas de ar e colocadas em posição vertical, corretamente orientadas, no interior de caixas de madeira construídas para o efeito, tal como mostra a Figura 4.7.



Figura 4.7 – Armazenamento de amostras indeformadas.

Durante o processo de recolha efetuou-se um rigoroso controlo da amostragem. Esse controlo consistiu em analisar a granulometria e peso específico de subamostras recolhidas nas sobras de material proveniente do topo e base do amostrador Mostap. Utilizaram-se essas sobras para que as amostras recolhidas se mantivessem intactas.

A comparação da granulometria das subamostras com o perfil resultante dos ensaios CPTU e com os registos das cotas de deposição permitiu classificar as amostras em função do tipo de deposição, pasta ou polpa, e esta última em função do tipo de material, silte ou areia. Essa classificação foi posteriormente usada na seleção de amostras para os diversos ensaios.

Para além da determinação da curva granulométrica, outro dos controlos efetuados durante a amostragem consistiu em determinar o índice de vazios. Com esse objetivo foram usadas duas técnicas: através do peso e volume totais de cada amostra; através do teor em água das subamostras. Em ambos os casos considerou-se que os rejeitados estavam saturados.

4.2.4 QUALIDADE DAS AMOSTRAS

Previamente à utilização das amostras indeformadas efetuou-se um controlo de qualidade das mesmas. Esse controlo consistiu em diversas operações:

- observação exterior, que incluiu a pesquisa de eventuais danos e sinais de perda de água e rejeitados;
- pesagem;
- retirada da tampa superior para observação da amostra, procurando averiguar a existência de exsudação, retração, fissuração e abaixamento do nível de água e rejeitados no interior do tubo (medição e registo desse abaixamento, quando existente);
- colocação da tampa superior e aplicação de novo selo de parafina.

Os resultados do controlo de qualidade das amostras foram comparados com os registos recolhidos durante a amostragem. Um dos itens a que se prestou mais atenção foi a incerteza no volume, traduzida pelo espaço entre o topo da amostra e o topo do tubo. Tendo por base esses registos, as amostras foram classificadas de 1 a 5 pontos. Com 1 ponto identificaram-se amostras que apresentam uma grande variação entre a amostragem e o controlo de qualidade, sugerindo amostras de pouca qualidade, de que é exemplo a amostra da Figura 4.8a. Com 5 pontos identificaram-se amostras onde não se verificaram quaisquer alterações, Figura 4.8b, correspondendo a amostras de excelente qualidade.

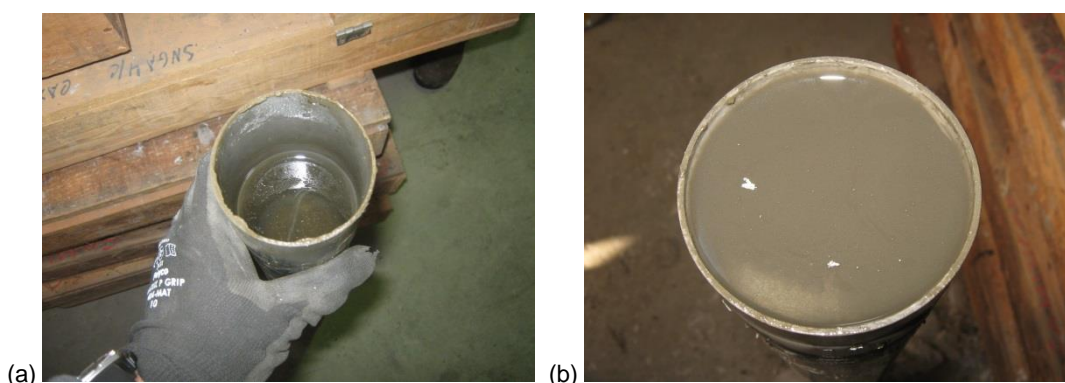


Figura 4.8 – Controlo de qualidade de amostras: a) amostra com pouca qualidade; b) amostra de excelente qualidade.

Uma vez que a maioria dos ensaios planeados eram ensaios triaxiais, utilizando amostras indeformadas e amostras reconstruídas, a classificação das amostras de acordo com a sua qualidade permitiu selecionar as melhores (5 e 4 pontos) para serem testadas como amostras indeformadas e as restantes (3 a 1 pontos) para os ensaios com amostras reconstruídas, tal como se pode observar no Quadro 4.1. Neste quadro e_{2012} e e_{2013} representam o índice de vazios obtido em 2012 (durante a amostragem) e em 2013 (durante o controlo de qualidade das amostras).

Quadro 4.1 – Avaliação da qualidade das amostras

Amostra	Cota (m)	Material	G	D_{50}	e_{2012}	e_{2013}	Classificação
D5-260-M-1	242,79	Silte	3,63	13,105	1,53	1,61	5
D5-260-M-3	239,29	Silte	3,79	19,1	1,54	1,17	2
D5-260-M-4	237,29	Silte	3,66	8,3	1,18	1,27	5
D10-75-M-3	238,77	Silte	3,51	8,55	1,23	1,15	3
D10-75-M-4	235,77	Silte	3,72	8,2	1,13	1,11	4
C1E1-M1-1	257,71	Pasta	3,36	12,45	1,33	1,28	3
C1E1-M1-2	256,21	Pasta	3,43	13,45	1,07	1,34	4
C1E1-M1-3	254,71	Pasta	3,41	13,65	1,13	1,12	3
C1E1-M1-4	252,71	Silte	3,38	8,11	1,95	1,97	4
C1E1-M1-5	251,21	Silte	3,54	14,85	1,49	1,50	4
C1E1-M1-6	249,21	Silte	3,49	16,3	2,46	1,35	1
C1E1-M2-2	256,31	Pasta	3,42	12,6	1,20	1,20	3
C1E1-M3-1	257,67	Pasta	3,38	13,3	1,20	1,06	3
C1E1-M3-2	255,67	Pasta	-	14,2	-	-	3
E8-250M-1	241,66	Silte	3,62	10,2	1,62	1,38	2
E8-250M-3	237,16	Silte	-	19,5	-	-	5
E8-250M-4	234,66	Silte	-	12,65	-	-	4
E8-250M-5	232,66	Silte	3,65	14,4	1,15	1,08	4
B11-110-M-1	244,21	Areia	3,78	71,45	1,12	0,81	3
B11-110-M-2	242,21	Areia+silte	3,70	44,7	0,41	1,34	1
E8-120-M-4	241,74	Areia	3,33	117,5	1,15	0,80	3
E8-120-M-5	235,74	Areia	3,42	92,7	1,17	0,84	2
E8-120-M-6	233,74	Areia+silte	3,58	61,1	1,42	1,12	2
C3E3-M1-3	253,82	Silte	3,32	17,15	1,07	0,89	3
C3E3-M1-4	252,32	Areia	3,50	102,15	1,47	1,09	2
C3E3-M1-5	249,82	Areia	3,60	74,9	1,64	1,19	2
C3E3-M1-7	245,82	Silte	3,53	8,98	2,10	1,92	3
C3E3-M3-1	255,44	Pasta	3,31	13,9	1,08	1,04	3
C3E3-M3-2	253,94	Areia	3,26	87,1	1,25	1,14	4
C4E4-M1-1	256,09	Pasta	3,43	12,9	1,21	1,22	4
C4E4-M1-2	254,59	Pasta	3,35	26	1,45	1,21	3
C4E4-M1-3	252,59	Pasta	3,29	8,63	1,73	1,43	3
C4E4-M1-4	250,59	Areia	3,82	86,1	1,38	0,84	1
C4E4-M1-5	248,59	Areia+silte	3,40	40,19	1,58	1,58	4
C4E4-M1-6	245,59	Areia	3,70	115	1,00	0,71	2
C4E4-M2-1	255,14	Pasta	3,40	14,8	1,40	1,15	2
C4E4-M2-2	253,64	Pasta	3,37	18,8	1,23	1,12	3

4.2.5 VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS

Os três quadros seguintes documentam o índice de vazios das amostras determinado em três momentos distintos: durante a sua colheita, no campo; durante o controlo de qualidade, enquanto estavam armazenadas a aguardar para serem ensaiadas; durante a abertura/extrusão, imediatamente antes dos ensaios. Estas amostras foram as seleccionadas para ensaios triaxiais com provetes reconstruídos. Foram classificadas quanto à qualidade com 1 a 3 pontos, sendo portanto expectável a variação encontrada.

Quadro 4.2 – Variação do índice de vazios na pasta

Amostra	Zona	e_{2012} (amostragem)	e_{2013} (controlo)	e_{2013} (abertura)
C1E1-M1-1	Topo	1,33	1,28	0,98
	Centro			0,98
	Base			0,88
C1E1-M3-1	Topo	1,20	1,06	0,85
	Centro			0,92
	Base			0,99
C3E3-M3-1	Topo	1,08	1,04	-
	Centro			-
	Base			-
C4E4-M2-1	Topo	1,40	1,15	0,91
	Centro			0,94
	Base			0,88

Quadro 4.3 – Variação do índice de vazios nos siltes

Amostra	Zona	e_{2012} (amostragem)	e_{2013} (controlo)	e_{2013} (abertura)
D10-75-M-3	Topo	1,23	1,15	1,02
	Centro			1,17
	Base			1,08
E8-250-M-1	Topo	1,62	1,38	0,70
	Centro			0,75
	Base			-
C3E3-M1-7	Topo	2,10	1,92	1,28
	Centro			1,28
	Base			1,12

Quadro 4.4 – Variação do índice de vazios nas areias

Amostra	Zona	e_{2012} (amostragem)	e_{2013} (controlo)	e_{2013} (abertura)
E8-120-M-5	Topo	1,17	0,84	0,66
	Centro			0,65
	Base			0,65
C4E4-M1-4	Topo	1,38	0,84	0,60
	Centro			0,61
	Base			0,57
C4E4-M1-6	Topo	1,00	0,71	0,47
	Centro			0,47
	Base			0,49

Verificou-se que em todas as amostras ocorreu uma perda de água considerável, traduzida pela redução do índice de vazios. Trata-se de um efeito frequentemente observado em solos siltosos e arenosos e, naturalmente, tem consequências na representatividade dos resultados dos ensaios.

4.3 METODOLOGIAS DE ENSAIO

4.3.1 PROPRIEDADES DETERMINADAS

Os ensaios laboratoriais efetuados foram direcionados para o estudo e caraterização de quatro aspetos do comportamento dos rejeitados: sedimentação, compressibilidade, resistência e comportamento não saturado.

O índice de vazios de formação corresponde ao índice de vazios atingido pelos rejeitados depois de terminado o processo de sedimentação e consolidação sob peso próprio. Naturalmente o índice de vazios decresce com a tensão efetiva. Por convenção admitiu-se que o índice de vazios de formação, e_f , corresponde a uma tensão de 1 kPa. A determinação do índice de vazios de formação é importante para se poder estimar o estado dos rejeitados depositados em função do grau de espessamento conseguido nos espessadores e a sua variação no tempo. Para além do teor em água inicial, o índice de vazios de formação é influenciado pelo diâmetro das partículas e pelo ritmo de deposição.

Os ensaios envolvendo a secagem dos rejeitados tiveram por objetivo a determinação da variação volumétrica e o desenvolvimento de tensões de sucção à medida que o teor e água dos rejeitados se reduz, por efeito da evaporação. Os ensaios realizados consistiram na determinação da curva de retração e da curva de retenção de água.

A curva de retração é uma curva que relaciona o teor em água com o índice de vazios. Mais detalhes sobre esta curva e o seu significado podem ser obtidos no capítulo 5. Para determinar a curva de retração foram usadas amostras com a forma de discos, medindo-se em simultâneo e a intervalos regulares o seu peso e volume.

A curva de retenção é uma curva que relaciona o teor em água com a sucção. Mais detalhes sobre esta curva e o seu significado podem ser obtidos no capítulo 5. Para determinação da curva de retenção realizaram-se ensaios usando placas de pressão, *Tempe Pressure Cells*, e papel de filtro.

No que diz respeito à compressibilidade foram realizados alguns ensaios edométricos. Esses ensaios são de grande importância pois permitem determinar a evolução do índice de vazios com o crescimento da

tensão, traduzida pelo índice de compressibilidade, C_c . Adicionalmente, estes ensaios permitem determinar outros parâmetros de grande utilidade, designadamente o coeficiente de consolidação, c_v , e o coeficiente de permeabilidade, K .

Para determinação dos parâmetros resistentes foi realizada uma campanha de ensaios triaxiais, drenados e não drenados, incluindo alguns ensaios com amostras não saturadas. Com estes ensaios é possível determinar o ângulo de atrito efetivo, ϕ' , a coesão efetiva, c' , e a coesão não drenada c_u . Estas propriedades dependem do índice de vazios dos rejeitados, pelo que os ensaios foram direcionados para avaliar a forma como o índice de vazios afeta a resistência, procedimento este que implica a determinação da linha dos estados críticos. Esta linha é caracterizada pelos parâmetros M , Γ e λ_{10} . Adicionalmente foram usados *bender elements* para determinação do módulo de distorção a pequenas deformações em condições laboratoriais, G_{max} .

Com o objetivo de simular, em laboratório, a evolução dos rejeitados nas fases iniciais da deposição foram desenvolvidos os ensaios com colunas de sedimentação e secagem. Estes ensaios consistiram na deposição dos rejeitados no interior de colunas acrílicas, que foram sendo monitorizadas ao longo do tempo. Essa monitorização consistiu em analisar os assentamentos, a perda de água por evaporação, a perda de água por drenagem e o desenvolvimento de forças de sucção.

Além dos ensaios descritos em cima, foram também realizados ensaios de identificação dos rejeitados. Estes ensaios incluíram a determinação da curva granulométrica, do peso específico e, quando adequado, dos limites de Atterberg.

4.3.2 AMOSTRAS INDEFORMADAS E AMOSTRAS RECONSTITUÍDAS

No caso da pasta e do silte, a utilização das amostras foi baseada na sua qualidade. Amostras com uma classificação de 4 ou 5 pontos foram guardadas para serem testadas diretamente nas condições em que foram recolhidas (indeformadas). As amostras classificadas com 3 pontos ou menos foram reconstruídas, para serem usadas na determinação de propriedades que não dependem da estrutura dos rejeitados.

No caso das areias, contudo, não é possível transferir as amostras do amostrador para o equipamento de ensaio mantendo a sua estrutura original. Na realidade tais amostras desagregam-se durante o processo de extrusão. Assim, todos os ensaios em areias foram realizados com amostras reconstruídas. A reconstrução das amostras foi efetuada diretamente nas células do equipamento de ensaio, para evitar qualquer tipo de manuseamento das mesmas posteriormente à reconstrução.

Foram reconstruídas amostras ao longo de uma larga gama de índices de vazios, com o propósito de avaliar o efeito desse parâmetro no comportamento dos rejeitados.

4.3.3 PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS RECONSTRUÍDAS POR SEDIMENTAÇÃO

As propriedades dos rejeitados dependem bastante da forma como são depositados. Nomeadamente, o teor em água na altura da deposição e o método de deposição utilizado têm uma profunda influência no seu comportamento futuro. Torna-se portanto crucial a normalização dos procedimentos utilizados para reconstrução de amostras de rejeitados a usar nos diversos ensaios laboratoriais, nomeadamente nos ensaios edométricos, ensaios com edómetro de Rowe, ensaios para determinação da curva de retração e ensaios cíclicos de secagem e molhagem.

A preparação das amostras reconstruídas foi efetuada por sedimentação prévia dos rejeitados. Para tal usaram-se colunas acrílicas transparentes com 74 mm de diâmetro interior. No exterior dessas colunas foram coladas escalas graduadas, para mais facilmente se medir a evolução dos assentamentos. Na Figura 4.9 é possível observar as colunas utilizadas com os rejeitados já colocados no seu interior.

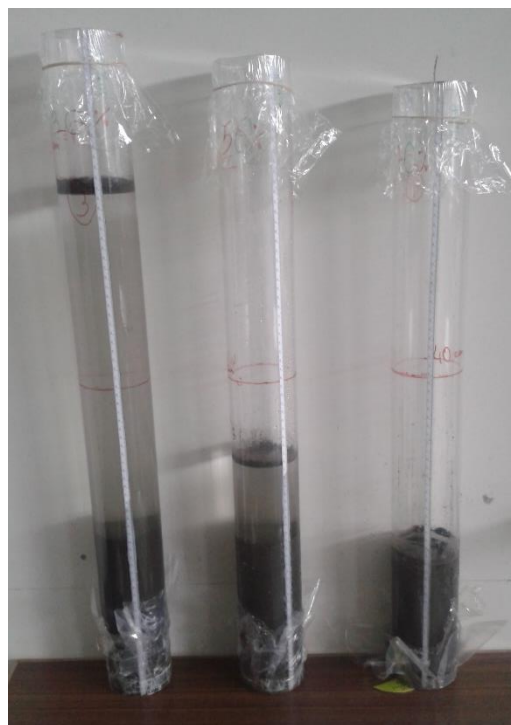


Figura 4.9 – Preparação de amostras reconstruídas por sedimentação no interior de colunas de acrílico.

O procedimento desenvolvido consiste em secar os rejeitados e seguidamente misturá-los com água, em quantidades conhecidas, tendo o cuidado de agitar a mistura de forma suave para minimizar a quantidade de ar que fica aprisionada no interior da massa de rejeitados. As misturas resultantes deste processo são relativamente instáveis, bastando alguns minutos para que se comecem a acumular no fundo as partículas mais grossas e para se formar à superfície uma camada de água limpa. Torna-se portando necessário agitar a mistura imediatamente antes da deposição. A título de exemplo mostra-se na Figura 4.10 a evolução de uma mistura com igual peso de partículas sólidas e água.

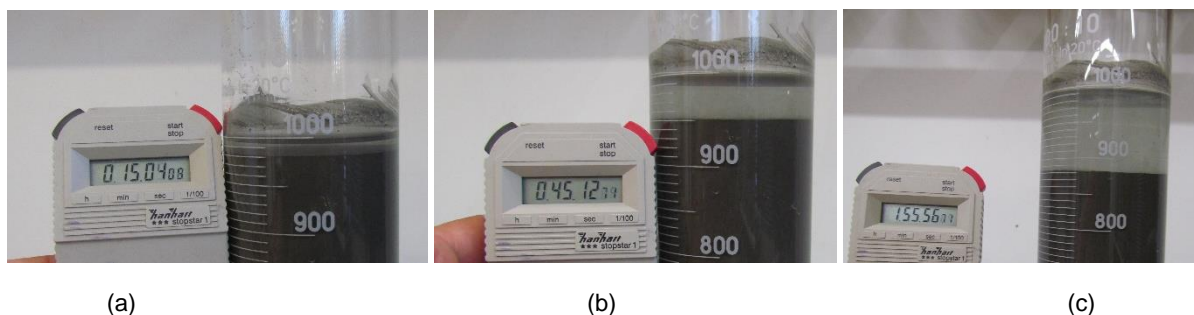


Figura 4.10 – Sedimentação de uma mistura com igual peso de partículas sólidas e água: a) 15 minutos após mistura; b) 45 minutos após mistura; c) 2 horas após mistura.

Após cuidadosamente remexida a mistura assim preparada é transferida para o interior da coluna acrílica, com o auxílio de um funil e uma mangueira, para evitar a formação de bolsas de ar.

Conhecendo o peso das partículas sólidas e o peso de água torna-se possível determinar os restantes índices, nomeadamente o teor em água, w , o teor de sólidos, s , e o índice de vazios, e .

No contexto dos rejeitados é muito comum a sua classificação em função do teor de sólidos. Esta grandeza corresponde ao peso de partículas sólidas dividido pelo peso total. Pode ser relacionada com o teor em água, através da equação:

$$s = \frac{1}{1 + w} \quad (4.1)$$

Na Figura 4.9 é possível observar o aspeto final de três colunas contendo rejeitados com teor de sólidos de 30, 50 e 70% (da esquerda para a direita).

A altura inicial teórica, h_0 , correspondente ao instante em que se despeja no interior de uma coluna com diâmetro interior, D , um determinado volume de rejeitados saturados, Vol , pode ser determinada pela seguinte equação:

$$h_0 = \frac{Vol}{\pi D^2 / 4} = \frac{4 W_s (1 + G w)}{G \gamma_w \pi D^2} \quad (4.2)$$

onde:

W_s	=	peso seco de rejeitados;
G	=	densidade das partículas sólidas;
w	=	teor em água da mistura;
γ_w	=	peso volúmico da água.

Comparando a altura teórica com a altura medida pode ter-se uma noção da quantidade de ar aprisionado e da quantidade de material que se perde durante o procedimento (material que fica aderente aos recipientes e instrumentos). Este controlo é especialmente importante quando se utilizam materiais com maior grau de espessamento, pois nesses casos os rejeitados tornam-se menos fluídos e portanto mais propensos a reter bolhas de ar, que não conseguem ascender à superfície. A título de exemplo mostra-se na Figura 4.11 a formação de bolhas de ar junto à parede de uma coluna contendo rejeitados com teor de sólidos de 70%.

Depois do enchimento as colunas são tapadas e deixadas em repouso para que o material sedimente e consolide sob peso próprio. A amostra considera-se pronta quando deixam de se verificar assentamentos. Nessa altura, a tensão efetiva na base da coluna pode ser determinada pela seguinte equação:

$$\sigma' = \frac{4 W_s (G - 1)}{G \pi D^2} \quad (4.3)$$



Figura 4.11 – Pormenor de pequenas bolhas de ar no interior da massa de rejeitados.

4.4 PROPRIEDADES BÁSICAS

4.4.1 DENSIDADE DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS

A densidade das partículas sólidas é um índice físico de grande importância para o estudo do comportamento dos rejeitados. Tratando-se de solos com significativo teor de compostos metálicos, principalmente pirite, era desde logo expectável que a densidade das partículas sólidas se situasse bastante acima do encontrado nos solos de origem natural, que, regra geral, corresponde a 2,7.

Verificou-se que esta grandeza depende grandemente do jazigo em exploração. Os jazigos ricos em zinco dão origem a rejeitados com densidade superior aos jazigos ricos em cobre.

Ao longo dos anos foram sendo realizados múltiplos ensaios para determinação da densidade das partículas. Em Golder Associates (2007) surge o valor de 3,65, que corresponde à média de cinco amostras colhidas num aterro experimental da instalação piloto. Em Golder Associates (2009b) o valor da densidade específica obtido foi de 3,92. Em Golder Associates (2011), é apresentado um estudo bastante completo acerca da densidade das partículas sólidas, onde foram analisadas 28 amostras, provenientes de diferentes locais de deposição, sendo indicados valores da densidade das partículas que variam entre 2,7e 3,4, com a média 3,0. Independentemente de existirem dúvidas quanto à qualidade das medições efetuadas neste estudo, os valores apontam para uma grande variabilidade. Além das variações causadas pelas diferenças no jazigo em exploração admite-se que possa ocorrer segregação entre partículas com diferente densidade.

Esta grande variabilidade obriga à determinação da densidade em múltiplas ocasiões. Em todos os ensaios laboratoriais foram guardadas pequenas porções de rejeitados para se proceder à determinação da densidade das amostras ensaiadas, sem a qual não seria possível determinar os restantes índices físicos.

A determinação da densidade dos rejeitados foi efetuada recorrendo ao método do picnómetro, tal como definido pela norma ISO/TS 17892-3:2004 (CEN, 2004a). Além disso, e para a maioria das amostras, foi usado um picnómetro a gás, ilustrado na Figura 4.12, tendo-se neste caso seguido as prescrições da norma ASTM D5550-06 (ASTM, 2006). A utilização do picnómetro a gás permitiu reduzir substancialmente o tempo necessário para a determinação da densidade dos rejeitados, tornando viável determinar a densidade de todas as amostras usadas nos mais diversos ensaios. A determinação da densidade utilizando este equipamento requer apenas que se coloque no recipiente uma determinada massa de material seco em estufa. Seguidamente, o equipamento preenche o volume sobran te com hélio, permitindo desta forma calcular o volume ocupado pelas partículas.



Figura 4.12 – Picnómetro a hélio utilizado para determinar a densidade das partículas sólidas.

Na Figura 4.13 apresentam-se os resultados da determinação da densidade das amostras indeformadas. Estas amostras foram recolhidas em 2012, mas contêm rejeitados depositados desde o início da exploração desta instalação de resíduos, onde se pode observar uma grande dispersão. O valor médio das 61 amostras ensaiadas é de 3,51 e o desvio padrão 0,16.

Durante o ano de 2011 foram recolhidas, à saída dos espessadores, um total de 45 amostras para determinação da densidade (Lopes *et al.*, 2013). Os resultados deste conjunto de ensaios estão representados na Figura 4.14, cujo valor médio é 3,45 com um desvio padrão de 0,10. Para facilitar a comparação adotaram-se para ambas as figuras escalas verticais e horizontais idênticas.

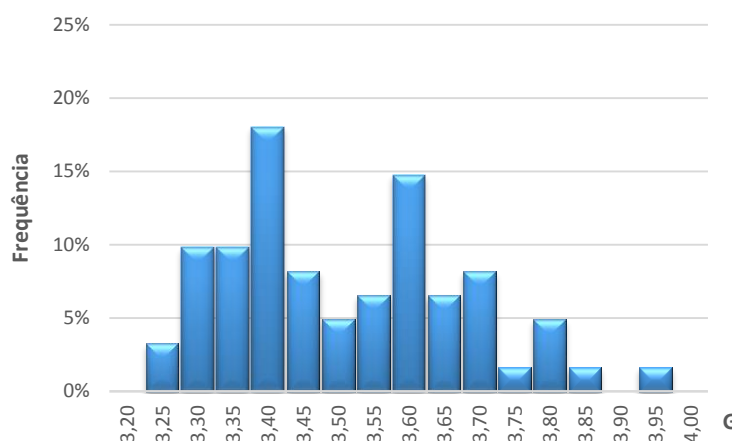


Figura 4.13 – Histograma de frequências da densidade das partículas sólidas das amostras indeformadas.

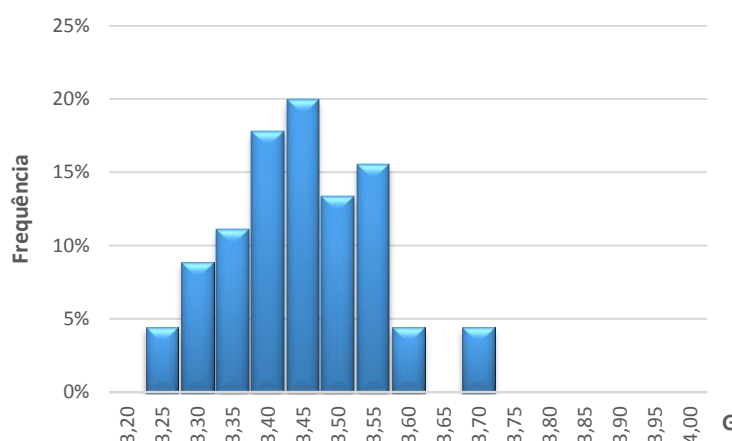


Figura 4.14 – Histograma de frequências da densidade das partículas sólidas dos rejeitados depositados durante 2011, adaptado de Lopes *et al.* (2013).

4.4.2 GRANULOMETRIA

Tal como a densidade, também a granulometria dos rejeitados exibe uma variabilidade significativa. Esta variabilidade depende de vários fatores, nomeadamente: do jazigo em exploração; do processo industrial de extração do minério; e do método de deposição. De todos estes fatores o mais determinante é, sem qualquer dúvida, o método de deposição utilizado. Tal como referido na secção 4.1, a deposição subaquática facilita a segregação, levando à acumulação do material mais grosso nas proximidades do ponto de deposição e da parcela mais fina nas regiões mais afastadas. Com a deposição subaérea de rejeitados espessados minimiza-se a segregação, criando depósitos bastante homogêneos no que à granulometria diz respeito.

Para avaliar a variabilidade da curva granulométrica foram analisadas amostras de cada uma das categorias apresentadas na secção 4.1: pasta, siltes e areias. A determinação das curvas granulométricas foi efetuada recorrendo à peneiração e sedimentação, tal como definido na norma ISO/TS 17892-4:2004 (CEN, 2004b). Foi ainda utilizado um granulómetro a laser, ilustrado na Figura 4.15, seguindo-se neste caso a norma ISO 13320:2009 (CEN, 2009). Este equipamento, sendo muito expedito na determinação da curva granulométrica, tornou viável ensaiar um grande número de amostras.



Figura 4.15 – Granulómetro de difração laser utilizado para obtenção da curva granulométrica.

A Figura 4.16 apresenta as curvas granulométricas de um conjunto de 97 amostras. Estas amostras são, nada mais, nada menos, do que as sobras do topo e da base das amostras indeformadas recolhidas com o amostrador Mostap, durante a campanha de caracterização geotécnica dos rejeitados, realizada nos meses de maio e junho de 2012 (Golder Associates, 2012). As curvas assinaladas como pasta, a azul, correspondem aos rejeitados espessados depositados subaereamente. As curvas assinaladas como polpa, a laranja, correspondem a amostras de material depositado subaquaticamente. Nesta figura confirma-se que a polpa apresenta uma elevada segregação. Já no caso da pasta a segregação é mínima. As pequenas diferenças entre as várias amostras de pasta são resultantes sobretudo de variações na matéria-prima e nos processos industriais de concentração, estando muito pouco relacionados com a segregação.

Uma vez que o espessamento e a deposição subaérea minimizam a segregação das partículas de dimensão diferente, pode afirmar-se que a granulometria dos rejeitados produzidos pela operação mineira corresponde à granulometria média das amostras de pasta. Assim sendo, os rejeitados produzidos são constituídos por partículas com granulometria típica de silte (72 a 77%), de areia (18 a 23%) e de argila (5 a 10%).

Uma das grandes vantagens da deposição sob a forma de pasta, em detrimento da deposição sem recurso a espessamento, é precisamente o facto de se conseguir limitar, ou até anular, a segregação das partículas presentes na mistura depositada.

O facto de não existir segregação promove a diminuição da suscetibilidade à liquefação do material, pelo maior encaixe/arranjo de partículas de diferentes dimensões existente.

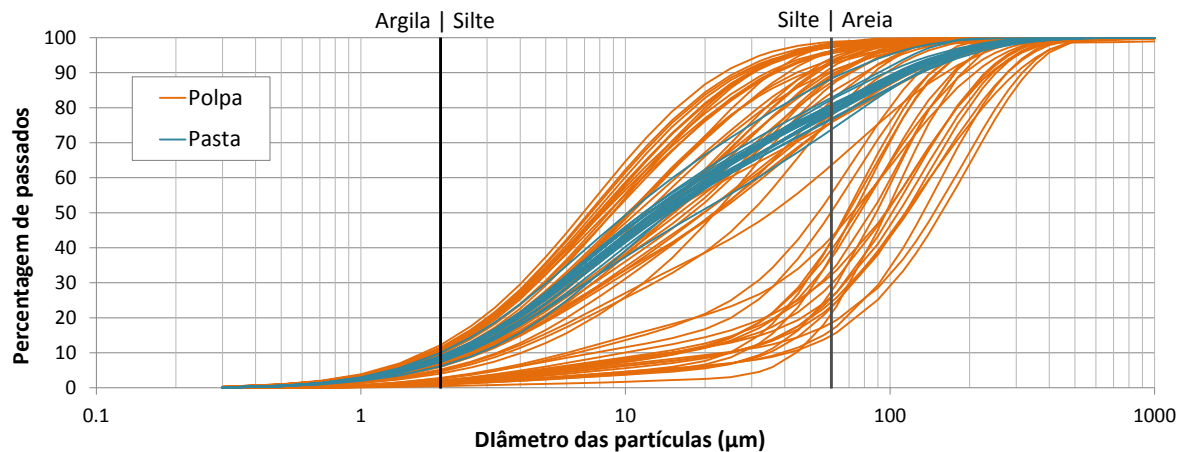


Figura 4.16 – Análise granulométrica dos rejeitados da polpa e pasta, adaptado de Raposo *et al.* (2014).

Sob outro ponto de vista, a inexistência de segregação promove também a redução da permeabilidade geral do depósito, já que deixam de existir lentes horizontais de material arenoso, que, como é sabido, constituem caminhos preferenciais para a percolação. A menor permeabilidade traduz-se numa redução da infiltração e consequentemente na redução do volume de água de percolação, aumentando ao mesmo tempo o grau de saturação do depósito, o que, no caso de materiais reativos, como são os do presente trabalho, é de grande importância para o equilíbrio geoquímico do depósito.

Além da dimensão das partículas, pode ser importante a sua forma. Tratando-se de materiais artificiais, resultantes de um processo de britagem e moagem, é natural que a sua forma seja mais angulosa e irregular do que os solos naturais. Para o confirmar, os rejeitados foram observados através de um microscópio ótico, obtendo-se como resultado as duas fotografias da Figura 4.17, cuja ampliação é de 70 vezes.

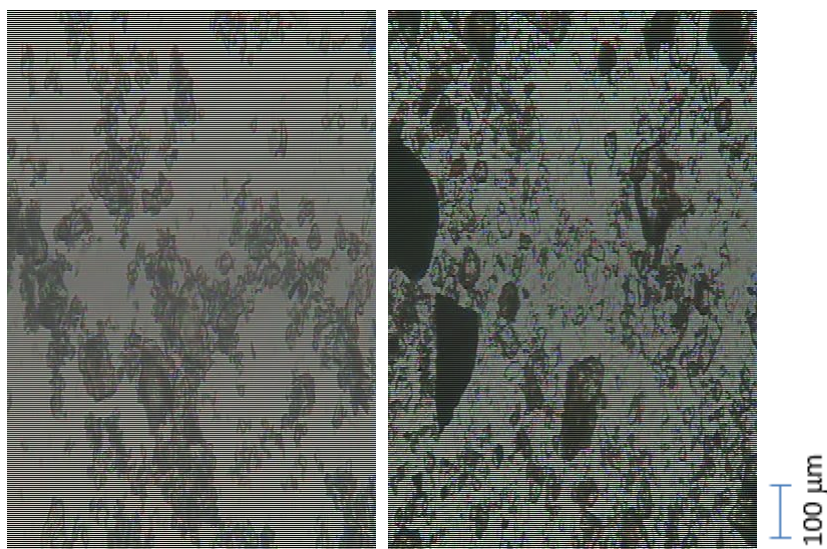


Figura 4.17 – Observação microscópica dos rejeitados. Fotografias com ampliação de 70x.

4.4.3 LIMITES DE ATTERBERG

Tratando-se materiais compostos maioritariamente por silte, a determinação dos limites de Atterberg dos rejeitados é imprescindível. Seguindo a norma NP 143-169 obteve-se como limite de liquidez $w_L = 26\%$ e como limite de plasticidade $w_P = 20\%$. O índice de plasticidade toma o valor de 6%, tratando-se portanto de um material com reduzida plasticidade.

Relativamente à determinação dos limites de Atterberg, é importante frisar que os limites de liquidez e plasticidade são determinados a partir de amostras de solo que foram fortemente remexidas e remisturadas com água, modificando pois completamente o arranjo inicial das partículas e o teor em água natural (Matos Fernandes, 2006). Estes limites são portanto características específicas do conjunto de partículas que formam o solo, e não uma propriedade do solo em determinado estado.

Contrariamente ao que acontece com os limites de liquidez e plasticidade, o limite de retração pode ser determinado usando amostras indeformadas. Assim sendo, neste limite estão incluídos os efeitos da estrutura do solo e história de tensões a que foi sujeito. No caso particular dos rejeitados em estudo, obtiveram-se valores do limite de retração entre 17 e 32% (Costa, 2014). Este largo intervalo de valores resulta precisamente da forma como foram reconstruídas as amostras usadas. Esta questão será abordada em detalhe no capítulo 5, onde se apresenta a curva de retração dos rejeitados.

5

CARATERIZAÇÃO DO MATERIAL – Curvas de retração e retenção, consolidação, compressibilidade e permeabilidade

5.1 INTRODUÇÃO

No capítulo anterior foram discutidos alguns aspetos genéricos acerca da caracterização dos rejeitados. Apresentaram-se as técnicas de amostragem utilizadas, os pontos de recolha, e o manuseamento e o armazenamento das amostras recolhidas. Seguiram-se alguns comentários acerca do sistema usado para classificar a qualidade das amostras e a variação do índice de vazios entre a colheita e a abertura das amostras. Descreveram-se, de forma expedita, as metodologias de ensaio e a preparação das amostras. Por fim, apresentaram-se algumas propriedades básicas, designadamente a densidade das partículas sólidas, a granulometria e os limites de Atterberg.

No presente capítulo, o segundo dos quatro capítulos dedicados à caracterização geotécnica dos rejeitados, são apresentados os ensaios em tensões totais, ou seja, ensaios onde não se controlaram nem mediram as pressões neutras. Esses ensaios consistiram na determinação: da curva de retração; da curva de retenção; e da compressibilidade e permeabilidade através de ensaios edométricos.

Incluem-se também neste capítulo os ensaios edométricos realizados com a célula de Rowe, pois embora não sejam verdadeiramente ensaios em tensões totais, são comparáveis aos ensaios edométricos clássicos.

5.2 CURVA DE RETRAÇÃO

O procedimento utilizado para determinação da curva de retração dos rejeitados baseou-se na proposta de Fredlund *et al.* (2011). Este procedimento consistiu em colocar as amostras no interior de anéis metálicos com 37 mm de diâmetro e 12 mm de altura, sendo posteriormente colocadas sobre papel de cera, tal como se pode observar na Figura 5.1. Seguidamente as amostras são deixadas expostas ao ar, para promover a sua secagem. Durante a secagem utilizou-se um paquímetro para registar o volume nos vários instantes. Fredlund *et al.* (2011) recomendam a utilização de amostras com dimensões suficientemente pequenas para impedir o aparecimento de fendas durante a secagem. A utilização de papel de cera tem por objetivo reduzir o atrito na base da amostra, permitindo a sua livre retração.



Figura 5.1 – Ensaio para determinação da curva de retração (Fredlund *et al.*, 2011).

Numa tentativa de reproduzir os fenómenos que ocorrem na deposição subaquática de lamias bem como na deposição subaérea de rejeitados espessados, a determinação da curva de retração foi efetuada partindo de diferentes misturas. Prepararam-se três misturas com teor de partículas sólidas de 30, 50 e 70%. Recorde-se que o teor de partículas sólidas é determinado pelo quociente entre o peso seco e o peso total. Estes teores de sólidos correspondem a teores em água de 233, 100 e 42,9%, respetivamente. A preparação dessas amostras foi efetuada de acordo com o procedimento apresentado no capítulo anterior.

Nos três casos utilizou-se a mesma quantidade de rejeitado seco, 1000 g, variando apenas a quantidade de água adicionada. As misturas foram colocadas no interior das colunas acrílicas e foram deixadas em repouso até que o processo de sedimentação e consolidação sob peso próprio terminasse. Por fim, na base de cada uma das colunas foi colhida uma amostra por cravação de um anel metálico. De acordo com a equação (4.3), no momento da recolha a tensão efetiva vertical nas diversas amostras era 1,6 kPa.

Posteriormente, preparou-se uma quarta amostra, com teor de sólidos de 70%. Esta última amostra foi colocada num anel edométrico e seguidamente sobreconsolidada com uma tensão vertical de 1600 kPa. Esta amostra sobreconsolidada foi usada para procurar a justificação para os resultados inesperados obtidos, tal como se explica em seguida.

Após o início do ensaio, a massa e volume de cada amostra foram determinados a intervalos regulares. Observou-se que quando o diâmetro das amostras começava a diminuir e as amostras se destacavam do anel a taxa de evaporação aumentava substancialmente, uma vez que a superfície exposta ao ar passava a incluir a face lateral das amostras. Isso levou a que se estreitasse o intervalo de tempo entre leituras. Os resultados encontram-se representados na Figura 5.2, onde se indicam também os limites de liquidez, w_L , e de plasticidade, w_P . Os pontos representam as medições efetuadas e as linhas correspondem às curvas de retração ajustadas a cada uma das amostras. Para ajustar os valores obtidos em cada ensaio utilizou-se a equação seguinte (Fredlund *et al.*, 2002a):

$$e(w) = a_{sh} \left[\frac{w^{c_{sh}}}{b_{sh}^{c_{sh}}} + 1 \right]^{\left(\frac{1}{c_{sh}} \right)} \quad (5.1)$$

onde:

- a_{sh} = índice de vazios mínimo (e_{min}), assíntota horizontal;
 b_{sh} = limite de retração (w_s);
 c_{sh} = curvatura da curva de retração na zona de transição entre as assíntotas.

Esta equação encontra-se descrita em detalhe no capítulo 2. No Quadro 5.1 resumem-se alguns dos resultados obtidos no ensaio, bem como os parâmetros de ajuste utilizados na definição das curvas de retração.

Observando atentamente a Figura 5.2 percebe-se que cada uma das curvas de retração obtidas tem uma forma semelhante à curva teórica. No entanto, as curvas obtidas para as diferentes amostras são muito diferentes entre si, tal como são muito variáveis os limites de retração obtidos. Estes últimos são muito dependentes do estado inicial da amostra. Como se observa, com a secagem as amostras com teor de sólidos mais elevado conseguem atingir índices de vazios mais reduzidos, pelo que os seus limites de retração são inferiores.

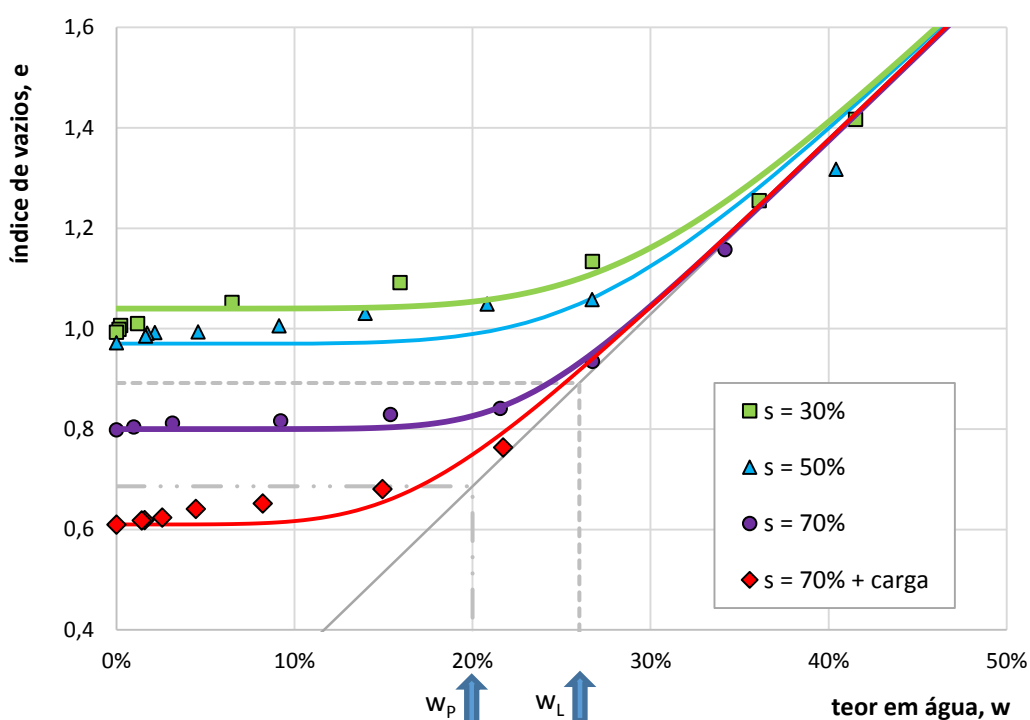


Figura 5.2 – Resultados da determinação da curva de retração.

Na Figura 5.2 apresentam-se ainda, para comparação, os limites de liquidez e plasticidade (26% e 20%, respetivamente). Teoricamente o limite de retração terá que ser inferior a ambos. No entanto, como se pode ver na figura, e no Quadro 5.1, o limite de retração obtido é bastante superior ao esperado. Apenas na amostra sobreconsolidada se obteve um limite de retração inferior ao limite de plasticidade.

A explicação para os resultados obtidos está relacionada com a forma como se efetua a determinação dos limites de Atterberg. A determinação dos limites de liquidez, e em especial do limite de plasticidade, implica o manuseamento das amostras, desestruturando-as. No momento em que se determina o limite de plasticidade a amostra está completamente remexida, contendo muito pouco da sua estrutura inicial.

O problema é de alguma forma semelhante ao da determinação dos limites em amostras sobreconsolidadas, uma vez que nestas a obtenção dos limites é feita em amostras remexidas, que não preservam a estrutura da amostra sobreconsolidada.

É precisamente por serem amostras remexidas que se admite que o limite de plasticidade e o limite de liquidez são propriedades intrínsecas de determinado material, e portanto independentes das histórias de tensões. Por outro lado, o limite de retração, tal como foi determinado, depende muito da estrutura inicial dos rejeitados, tal como se pode verificar na Figura 5.2.

Quadro 5.1 – Propriedades das curvas de retração

Amostra	$a_{sh} = e_{min}$	$b_{sh} = w_s$	c_{sh}	w_p	w_L
s = 30%	1,04	30,3%	6	20%	26%
s = 50%	0,97	28,3%	6		
s = 70%	0,80	23,3%	8		
s = 70% + carga	0,61	17,8%	5		

5.3 CURVA DE RETENÇÃO

A curva de retenção constitui a base de qualquer análise geotécnica do comportamento não saturado de um material. Traduz a relação entre a quantidade de água presente no material e a sucção, e é fundamental para a caraterização hidráulica dos materiais porosos. O comportamento de retenção de água fornecido pela curva de retenção é fundamental para a compreensão dos fenómenos relacionados com a percolação, a resistência e a compressibilidade dos solos não saturados na engenharia geotécnica (Marinho, 2005).

Nas secções seguintes apresenta-se a curva de retenção dos rejeitados. A interpretação dessa curva exige o conhecimento da curva de retração. Para esse efeito será usada a curva de retração da amostra com teor de sólidos de 70%, considerada a mais representativa dos rejeitados espessados que têm vindo a ser depositados.

5.3.1 ESTIMATIVA DA CURVA DE RETENÇÃO

Ainda antes de se iniciarem os ensaios laboratoriais para determinar a curva de retenção efetuaram-se algumas previsões dessa mesma curva utilizando métodos expeditos.

Existem na bibliografia diversos métodos empíricos para previsão da curva de retenção de um solo. Esses diferentes métodos podem ser classificados de acordo com quatro grupos distintos, tal como propostos por Johari *et al.* (2006):

1. No primeiro grupo de métodos o teor em água correspondente a cada sucção é correlacionado com algumas propriedades do solo, tais como o diâmetro efetivo, D_{10} , e a porosidade. Este procedimento exige que seja feita uma análise de regressão seguida pelo ajuste de curvas. Algumas das mais importantes contribuições neste âmbito são os trabalhos de Hutson e Cass (1987) e Aubertin *et al.* (1998);

2. O segundo grupo inclui métodos que correlacionam parâmetros de equações analíticas com propriedades básicas do solo como, por exemplo, a curva granulométrica e o peso volúmico seco, usando análises de regressão. Alguns métodos pertencentes a este grupo podem ser encontrados nos trabalhos de Tomasella e Hodnett (1998) e Cresswell e Paydar (1996);
3. O terceiro grupo baseia-se na modelação físico-empírica da curva de retenção. Neste tipo de abordagem converte-se a curva granulométrica na função de distribuição do diâmetro dos poros do solo que, por sua vez, é relacionada com a distribuição do teor em água e associada com a pressão no poros. Neste âmbito, destacam-se os trabalhos de Fredlund et al. (1997) e Zapata et al. (2000). O trabalho de Simms e Yanful (2002) tem também grande relevância, uma vez que, para além de apresentar um método de previsão da curva de retenção tendo por base a distribuição granulométrica, avalia o efeito da variação da dimensão dos poros no nível de sucção;
4. Mais recentemente tem sido feita alguma investigação com o objetivo de utilizar métodos de inteligência artificial, como por exemplo as redes neuronais, a programação genética, ou outros algoritmos capazes de efetuar uma aprendizagem através da análise de grandes quantidades de dados. Existem já vários estudos que tiram partido das potencialidades das redes neuronais, nomeadamente os trabalhos de Schaap e Bouten (1996) e Koekkoek e Booltink (1999). Os métodos que recorrem a algoritmos de programação genética são menos vulgares, destacando-se no entanto o trabalho de Johari *et al.* (2006).

Os métodos deste último grupo apresentam um grau de complexidade e sofisticação apreciáveis. Nem sempre se afigura fácil justificar a aplicação de metodologias tão complexas para efetuar simples estimativas da curva de retenção do solo.

Além destes métodos empíricos, que se baseiam em determinadas propriedades dos solos, é importante referir o trabalho de Chin *et al.* (2010). Estes autores sugerem a utilização de um método simplificado de previsão da curva de retenção, utilizando algumas propriedades físicas dos solos, juntamente com um ponto da curva de retenção determinado experimentalmente.

A grande maioria dos métodos empíricos referidos utiliza como ponto de partida determinada equação analítica da curva de retenção. Leong e Rahardjo (1997b) apresentam uma exaustiva revisão bibliográfica acerca das equações das curvas de retenção. As equações que têm recebido maior aceitação e utilização no meio científico são as apresentadas por Brooks e Corey (1964), Van Genuchten (1980) e por Fredlund e Xing (1994).

5.3.1.1 Estimativa da curva de retenção em solos plásticos (Zapata, 1999)

Os solos que exibem plasticidade foram objeto de uma análise específica por parte de Zapata (1999). Este método utiliza, como ponto de partida para definição da curva de retenção, a equação proposta por Fredlund e Xing (1994), equação (2.16). Trata-se de uma metodologia extremamente simples que estima os parâmetros definidores da curva de retenção a partir de apenas duas propriedades do solo: o índice de plasticidade, I_p , e a percentagem de passados no peneiro número 200, $P_{\#200}$. Na realidade, os quatro parâmetros da curva de retenção são determinados em função do produto dessas duas grandezas, ou seja, $P_{\#200} I_p$.

O método desenvolvido por Zapata (1999) é baseado nas quatro equações seguintes:

$$a_{fx} = 0,00364(P_{\#200} I_p)^{3,35} + 4(P_{\#200} I_p) + 11 \quad (5.2)$$

$$m_{fx} = 0,0514(P_{\#200} I_p)^{0,465} + 0,5 \quad (5.3)$$

$$n_{fx} = m_{fx}(-2,313(P_{\#200} I_p)^{0,14} + 5 \quad (5.4)$$

$$\psi_r = a_{fx}(32,44 e^{0,0186 P_{\#200} I_p}) \quad (5.5)$$

No caso das amostras de pasta em estudo, considerando o índice de plasticidade, $I_p = 6$, e a percentagem de passados no peneiro número 200, $P_{\#200} = 82\%$, resulta: $a_{fx} = 31,44$; $m_{fx} = 0,6078$; $n_{fx} = 1,282$; e $\psi_r = 1117$. Destes parâmetros resulta a curva de retenção apresentada na Figura 5.3.

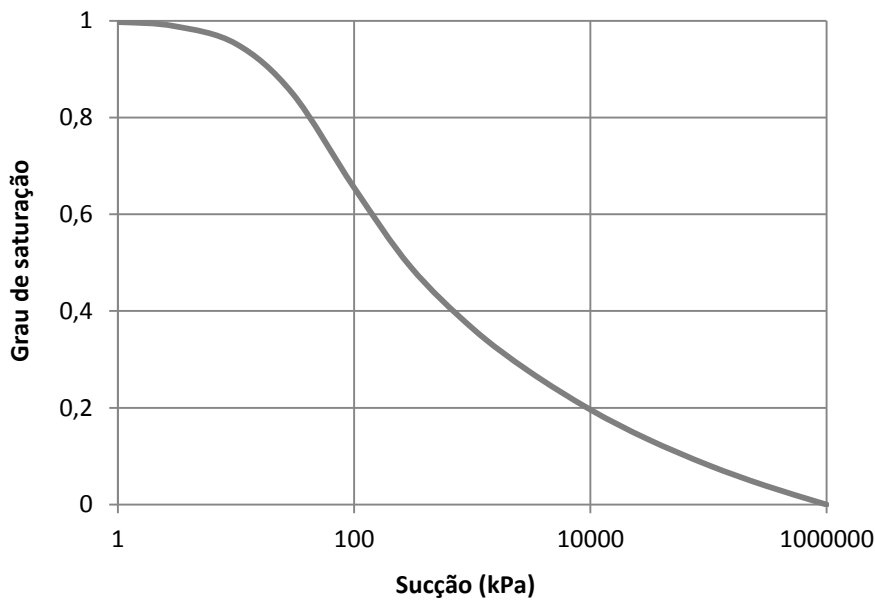


Figura 5.3 – Previsão da curva de retenção da pasta utilizando a metodologia proposta por Zapata (1999).

5.3.1.2 Estimativa da curva de retenção usando o modelo de Kovács Modificado

O modelo de Kovács Modificado (Aubertin *et al.*, 2003) é um modelo de previsão da curva de retenção publicado na sequência do trabalhos desenvolvidos nesta área por Kovács (1981) e por Aubertin *et al.* (1998). Este modelo tem proporcionado resultados muito satisfatórios em solos granulares, solos coesivos e também em solos constituídos por rejeitados (Fredlund *et al.*, 2012).

O modelo de Kovács Modificado admite que a quantidade de água retida num solo não saturado resulta de duas parcelas: a saturação devida ao efeito da capilaridade, S_c , e a saturação devida à adesão, S_a . A capilaridade controla a absorção de água para baixos valores de sucção, enquanto a adesão é o efeito dominante quando a sucção é elevada. Essas duas componentes da sucção são combinadas através da equação:

$$S = \frac{\theta}{n} = 1 - (1 - S_a)(1 - S_c) \quad (5.6)$$

onde:

- S = grau de saturação;
- θ = teor em água volumétrico;
- n = porosidade inicial do solo;
- S_c = saturação associada à componente capilar;
- S_a = saturação associada à componente adesiva;
- $\langle \rangle$ = parêntesis de Macaulay, definidos como $\langle x \rangle = 0,5(x + |x|)$.

A componente capilar da saturação é empiricamente relacionada com a sucção do solo de acordo com a seguinte equação:

$$S_c = 1 - \left(\left(\frac{h_{c0}}{\psi} \right)^2 + 1 \right)^{m_k} \exp \left(-m_k \left(\frac{h_{c0}}{\psi} \right)^2 \right) \quad (5.7)$$

onde:

- h_{c0} = ascensão capilar equivalente, que está relacionada com a dimensão dos poros do solo e a superfície específica das partículas sólidas que o compõem;
- ψ = sucção, representada sob a forma de uma altura piezométrica;
- m_k = coeficiente adimensional que tem em conta o tamanho dos poros.

A componente adesiva da saturação é empiricamente relacionada com a sucção do solo de acordo com a seguinte equação:

$$S_a = a_c \left(1 - \frac{\ln(1 + \psi/\psi_r)}{\ln(1 + \psi_0/\psi_r)} \right) \frac{(h_{c0}/\psi_n)^{2/3}}{e^{1/3}(\psi/\psi_n)^{1/6}} \quad (5.8)$$

onde:

- a_c = coeficiente de adesão, adimensional;
- e = índice de vazios;
- ψ_n = parâmetro de normalização, introduzido para manter a consistência dimensional das equações ($\psi_n = 1$ cm quando ψ é medido em centímetros);
- ψ_r = sucção residual, correspondente ao teor em água residual;
- ψ_0 = limite superior da sucção (por convenção $\psi_0 = 10^7$ cm quando ψ é medido em centímetros).

Os quatro parâmetros, h_{c0} , ψ_r , m_k e a_c podem ser determinados pelas equações seguintes (para o caso particular de solos com plasticidade):

$$h_{c0}(\text{cm}) = \frac{0,15\rho_s}{e} w_L^{1,45} \quad (5.9)$$

$$\psi_r(\text{cm}) = 0,86h_{c0}^{1,2} \quad (5.10)$$

$$m_k = 0,00003 \quad (5.11)$$

$$a_c = 0,0007 \quad (5.12)$$

onde ρ_s corresponde à massa volúmica das partículas sólidas (em kg/m^3) e w_L corresponde ao limite de liquidez, em %.

Aplicando as equações anteriores à pasta ($w_L = 26\%$; $\rho_s = 3400 \text{ kg/m}^3$), e admitindo um índice de vazios $e = 0,8$ resulta a curva de retenção representada no gráfico da Figura 5.4.

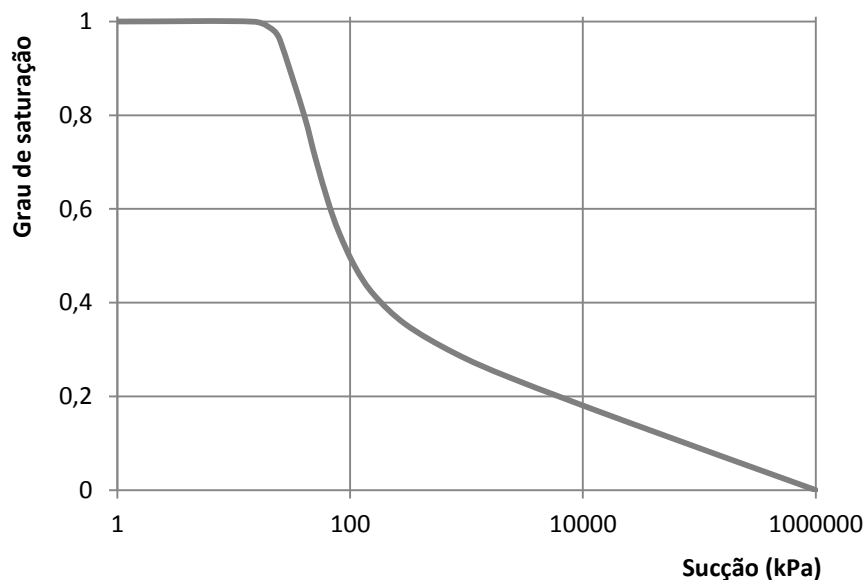


Figura 5.4 – Previsão da curva de retenção da pasta utilizando o método de Kovács Modificado.

Além destes dois métodos de previsão da curva de retenção, de aplicação muito simples, é de referir o método apresentado por Fredlund *et al.* (2002b). Este método efetua uma previsão da curva de retenção a partir da curva granulométrica do solo e do seu índice de vazios. Trata-se de um método semi-empírico, assente sobre um algoritmo baseado nos seguintes princípios: num solo composto por partículas uniformes as curvas de retenção obtidas por secagem e por molhagem são iguais; com o modelo da capilaridade é possível determinar o valor de entrada de ar de um conjunto de partículas uniformes; a curva de retenção de solos compostos por grupos de partículas de diferente dimensão corresponde à soma das curvas de retenção individuais para cada um desses grupos. Com base nestes princípios os autores desenvolveram um algoritmo que, segundo eles, consegue efetuar melhores previsões do que qualquer um dos métodos testados (Fredlund *et al.*, 2002b).

5.3.2 MÉTODOS E TÉCNICAS PARA DETERMINAÇÃO DA CURVA DE RETENÇÃO

Existem atualmente disponíveis diversos métodos e técnicas para obtenção da curva de retenção de um solo. A sua obtenção pode ser realizada em laboratório, de forma direta ou indireta.

Os métodos diretos incluem as placas de sucção, o funil de Buchner, os tensiómetros, as placas de pressão (Topa Gomes, 2009), as *Tempe Pressure Cells* (Reginato e Van Bavel, 1962), a porosimetria de mercúrio (Deschamps *et al.*, 2011), o psicrómetro (Fredlund *et al.*, 2012) e a centrifugadora (Khanzode *et al.*, 1999). Nestes métodos mede-se a pressão (negativa) da água nos poros, ou impõe-se uma pressão no ar, e deixa-se que o teor em água do solo se equilibre com essa pressão imposta. De entre estes processos o método das placas de pressão é porventura o mais frequentemente utilizado.

Os métodos indiretos incluem o papel de filtro (Topa Gomes, 2009) e os dissipadores de calor (Indrawan *et al.*, 2007). Estes métodos utilizam medições ou indicadores do teor em água ou outra grandeza física sensível à variação do teor em água (Johari *et al.*, 2006).

A determinação da curva de retenção de rejeitados apresenta os mesmos problemas da determinação da curva de retenção de solos muito moles, uma vez que neste tipo de materiais as características das amostras alteram-se durante a execução dos ensaios. Precisamente devido à variação volumétrica das amostras, torna-se importante integrar a curva de retração quando se ajusta uma determinada equação da curva de retenção aos resultados dos ensaios.

5.3.2.1 Placas de pressão

Uma das técnicas mais utilizadas para a determinação da curva de retenção do solo passa pela utilização das designadas placas de pressão. Esta metodologia baseia-se na técnica da translação de eixos, desenvolvida por Hilf (1956). O procedimento consiste em aplicar uma pressão de ar, u_a , mantendo nula a pressão de água, u_w . A sucção matricial aplicada corresponde à diferença entre estas duas pressões, $(u_a - u_w)$.

O elemento chave para que se consiga aplicar uma determinada pressão no ar, mantendo nula a pressão na água, é a placa cerâmica de alta pressão de entrada de ar, cujo esquema de funcionamento se apresenta na Figura 5.5. Essa placa funciona como uma membrana entre o ar e a água. Uma vez saturada a placa, o ar não consegue atravessar, devido à capacidade da membrana contrátil resistir à passagem do ar. A capacidade da placa cerâmica resistir ao fluxo de ar resulta da tensão superficial, T_s , desenvolvida pela membrana contrátil. A membrana contrátil atua como uma película que une os minúsculos poros na superfície da placa cerâmica. A diferença entre a pressão do ar, na face superior da membrana contrátil, e a pressão da água, na face inferior da membrana contrátil, corresponde à sucção matricial. A sucção matricial máxima que pode ser mantida à superfície de determinada placa cerâmica é designada por “pressão de entrada de ar”, $(u_a - u_w)_d$. A pressão de entrada de ar de determinada placa cerâmica pode ser calculada pela equação de Kelvin (Fredlund e Rahardjo, 1993):

$$(u_a - u_w)_d = \frac{2T_s}{R_s} \quad (5.13)$$

onde R_s corresponde ao raio dos poros da placa cerâmica e T_s corresponde à tensão superficial que, no caso da água a 20°C, corresponde a 72,75 mN/m.

Caso seja aplicada uma pressão de ar superior à pressão de entrada de ar da placa cerâmica, o ar começa a atravessá-la. Quando tal sucede deixa de ser possível controlar o valor da sucção aplicada.

Na generalidade das aplicações laboratoriais a água existente sob a placa cerâmica é mantida em contacto com a atmosfera, o que implica que $u_w = 0$. Desta forma, a sucção torna-se igual à pressão de ar aplicada.

Suponha-se uma placa cerâmica sujeita a determinado valor de sucção. Quando sobre essa placa é colocada uma amostra de solo, ocorre uma troca de água entre a placa e essa amostra. A amostra irá absorver ou libertar água até que seja atingido um equilíbrio e deixe de haver fluxo. Nessa altura, o teor em água da amostra e a sucção aplicada correspondem a um ponto da curva de retenção do solo.

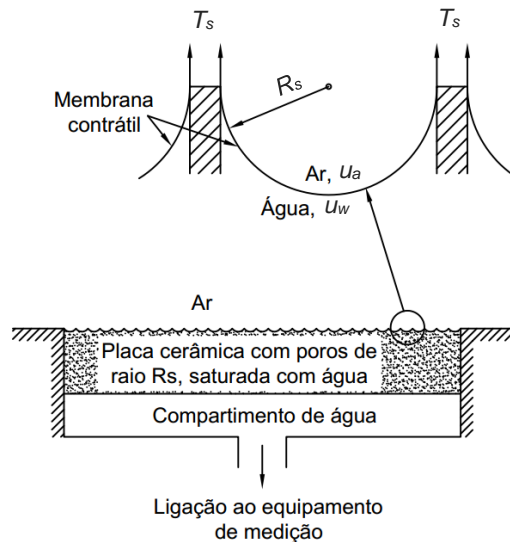


Figura 5.5 – Placas de pressão. Esquema de funcionamento (Fredlund e Rahardjo, 1993).

O laboratório de geotecnia da FEUP possui um conjunto de placas de pressão da empresa *SoilMoisture Equipment Corporation*, cujos detalhes podem ser consultados em *Soilmoisture Equipment Corp.* (2008). A Figura 5.6 ilustra o equipamento utilizado. Embora seja comum referir que o método das placas de pressão pode ser utilizado para determinar a curva de retenção numa gama de tensões de 0 a 1500 kPa, a precisão obtida para baixas pressões pode ser reduzida. Sobre este aspeto particular, no manual do equipamento recomenda-se a utilização de placas cerâmicas com pressão de entrada de ar de 1 bar para as pressões mais baixas. A utilização de placas cerâmicas com uma pressão de entrada de ar mais baixa tem como principal vantagem permitir que o equilíbrio seja atingido mais rapidamente. De facto, quanto maior a pressão de entrada de ar de uma placa cerâmica, menores serão os seus poros e, portanto, menor a sua permeabilidade (Topa Gomes, 2009). Obviamente, o tempo necessário para atingir o equilíbrio depende não só da permeabilidade da placa mas também da permeabilidade e dimensão da amostra.



Figura 5.6 – Sistema de manómetros e placas de pressão utilizado.

O ensaio seguiu as recomendações da norma ASTM D6836 (ASTM, 2008). O procedimento consistiu em colocar várias amostras sob a pedra cerâmica de alta pressão entrada de ar e sujeitá-las a um determinado nível de sucção. As amostras ensaiadas tinham inicialmente um teor em água elevado, apresentando-se sob a forma liquefeita. Depois de se atingir o equilíbrio, era retirada a pressão e abertas as placas de pressão. Por fim as amostras eram colocadas na estufa para determinação do teor em água correspondente ao nível de sucção aplicado.

Para avaliar qual o tempo necessário para atingir o equilíbrio foi realizado um ensaio preliminar em que se determinou o teor em água das amostras a cada 24 horas. Os resultados obtidos, representados na Figura 5.7, levaram a que fosse adotado um tempo mínimo de 3 dias de permanência das amostras nas placas de pressão. Em função das disponibilidades do laboratório procurou-se realizar um ciclo por semana, ou seja, durante 6 dias as amostras eram mantidas nas placas de pressão passando o sétimo dia a secar na estufa, para determinação do teor em água.

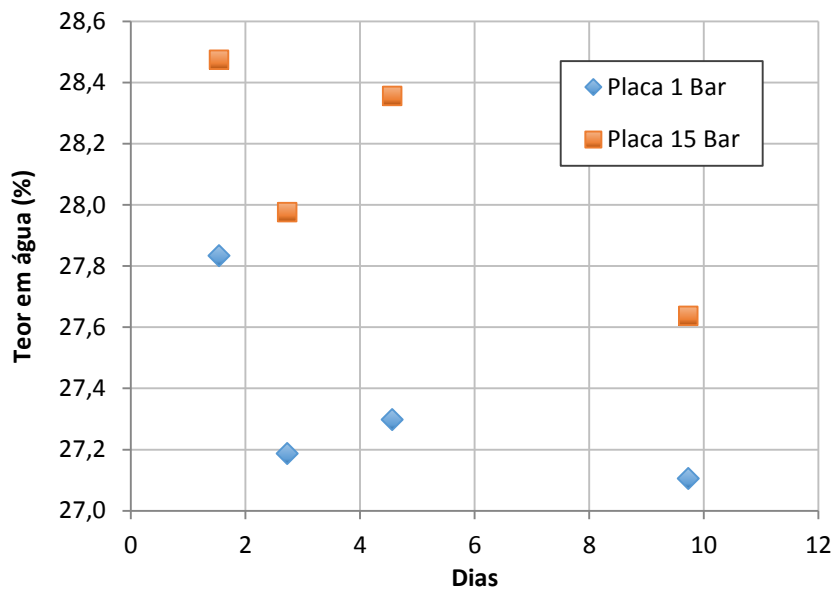


Figura 5.7 – Avaliação da variação do teor em água em função do tempo de equilíbrio para o ensaio com placas de pressão.

A Figura 5.8 ilustra a preparação das amostras e a respetiva colocação sobre as placas de pressão. É observável na figura que as amostras possuem um teor em água inicial bastante elevado. Em alguns casos era observável alguma exsudação de água, que se acumulava à superfície da amostra.

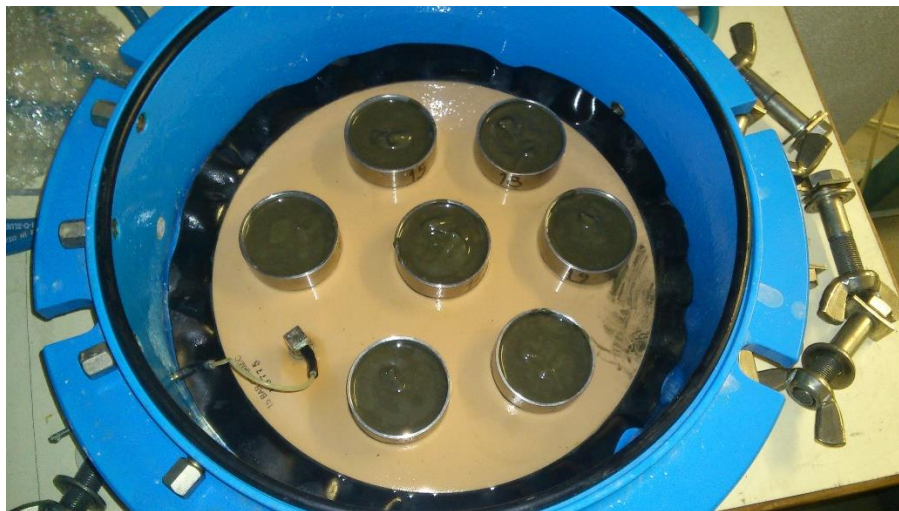


Figura 5.8 – Preparação e colocação de amostras sobre as placas de pressão.

Na Figura 5.9 pode observar-se o mesmo conjunto de amostras no final do ensaio. Neste caso particular a sucção aplicada foi de 480 kPa. Torna-se evidente a grande variação volumétrica sofrida, dando origem a fissuras com alguns milímetros de abertura.



Figura 5.9 – Aspeto das amostras depois de aplicada uma sucção de 480 kPa.

Habitualmente, o método das placas de pressão utiliza a mesma amostra para os diversos níveis de sucção. Neste caso, contudo, tal procedimento não foi possível. Dada a natureza siltosa do material ensaiado, verificou-se que este exibía uma variação volumétrica considerável quando sujeito a determinado nível de sucção. Essa grande variação de volume implica que se perca o contacto entre o material e o anel, facto que provocava a inutilização da amostra ao ser retirada da placa de pressão para ser colocada na estufa e, portanto, impede a reutilização da amostra para os patamares seguintes. No entanto, tendo em conta a relativa homogeneidade dos rejeitados, este facto não parece ser problemático. Prova disso é a razoável uniformidade dos resultados, obtidos com diferentes amostras, para os diversos níveis de sucção. Adicionalmente, pode ainda referir-se que todas as amostras eram fabricadas no início do ensaio, não havendo portanto um interesse particular na utilização das mesmas amostras ao longo do processo.

5.3.2.2 *Tempe Pressure Cells*

As *Tempe Pressure Cells* constituem um equipamento laboratorial utilizado para determinar a curva de retenção do solo. De forma semelhante ao que sucede com as placas de pressão, também as *Tempe Pressure Cells* se baseiam no princípio da translação dos eixos (Hilf, 1956). A Figura 5.10 apresenta um corte esquemático de uma *Tempe Pressure Cell* com uma amostra colocada no seu interior. As *Tempe Pressure Cells* proporcionam um método simples e rápido para determinação das curvas de retenção de amostras (deformadas ou indeformadas) para uma gama de sucções de 0 a 100 kPa (Soilmoisture Equipment Corp., 1995).

O ponto de partida para realização de um ensaio utilizando a *Tempe Pressure Cell* consiste na saturação da pedra cerâmica de alta pressão de entrada de ar. No início do ensaio é recomendável que as amostras estejam também saturadas (Fredlund e Rahardjo, 1993). A amostra deve ser colocada no interior do cilindro metálico, em contacto direto com a placa cerâmica de alta pressão de entrada de ar. Seguidamente, coloca-se a tampa superior, que se fixa à base através dos parafusos laterais. O ensaio é então iniciado, aplicando o primeiro escalão de sucção. Pelo tubo da tampa superior é aplicada a pressão de ar desejada, enquanto pelo tubo inferior sai a água em excesso, até que seja atingido o equilíbrio.

A célula é pesada diariamente. Quando não houver variação de peso significa que foi atingido o equilíbrio. Sendo esse o caso repete-se o processo, aplicando um novo escalão de pressão. Os escalões de pressão têm que ser sempre crescentes. Durante o ensaio registam-se as pressões aplicadas e o peso correspondente (peso total da *Tempe Pressure Cell* e amostra). Depois de atingido o equilíbrio no último escalão de pressão e registado o peso respetivo, desmonta-se a célula e determina-se o teor em água da amostra e o peso total da amostra seca.

Com os pesos obtidos em cada escalão é possível calcular o teor em água correspondente a cada escalão de pressão aplicado. Uma vez que a placa cerâmica e a base da *Tempe Pressure Cell* se mantêm saturadas durante todo o ensaio, as diferenças de peso registadas correspondem unicamente à água perdida pela amostra.

Relativamente às placas de pressão, as *Tempe Pressure Cells* têm a vantagem de usarem sempre a mesma amostra e de permitirem verificar quando se atinge o equilíbrio, possibilitando a redução da duração total do ensaio ou evitando a obtenção de resultados incorretos resultantes da pesagem antes do equilíbrio. Contudo, têm como grande desvantagem o facto de apenas permitirem pressões até 100 kPa, podendo haver também alguns erros com o processo de pesagem e com o garantir a saturação da placa cerâmica da base.

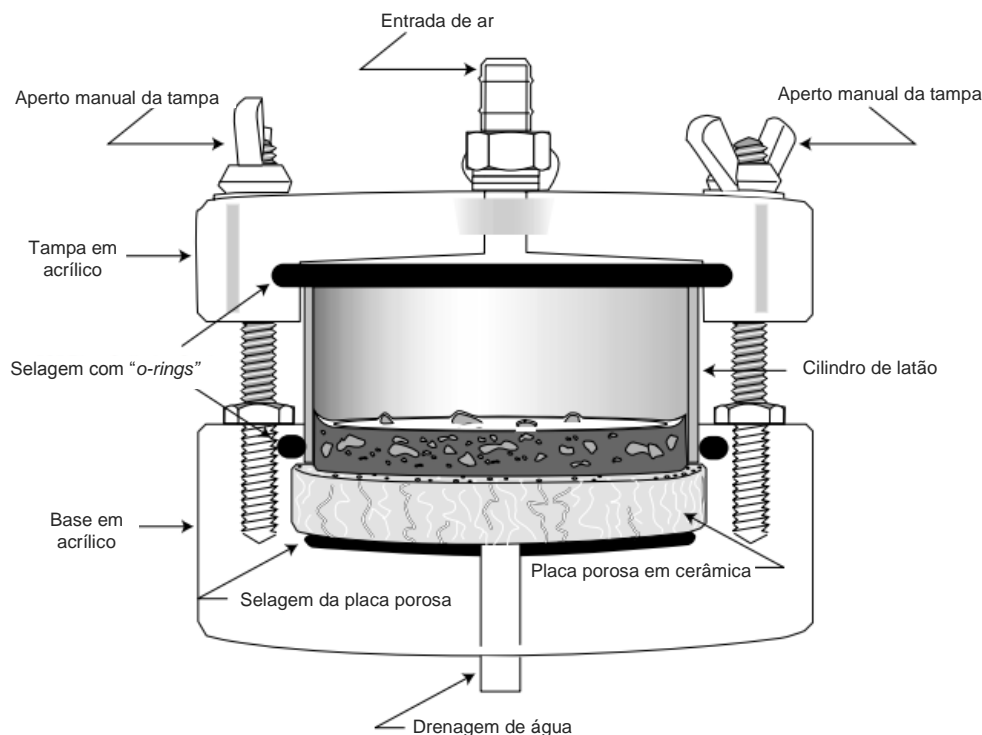


Figura 5.10 – Corte esquemático de uma *Tempe Pressure Cell* (Soilmoisture Equipment Corp., 1995).

5.3.2.3 Papel de filtro

A obtenção da curva de retenção através do método do papel de filtro é um processo muito simples, utilizado desde 1916 (Shull, 1916) e cuja consistência de resultados torna o método normalmente bem aceite na generalidade da literatura sobre solos não saturados (Topa Gomes, 2009). Fruto da sua simplicidade e versatilidade, o método é amplamente usado, sendo objeto de frequentes avaliações e

discussões no meio da comunidade científica. Encontra-se também vertido em norma, sendo de referir a norma ASTM D5298 (ASTM, 2010). Descrições detalhadas do método do papel de filtro para medição da sucção em solos podem ser encontradas em Marinho (1994) e em Marinho e Oliveira (2006).

Quando um solo é colocado em contacto com um material poroso que possua capacidade de absorver água, geram-se gradientes hidráulicos que promovem trocas de humidade, até que a sucção em ambos seja idêntica, ainda que os respetivos teores em água possam ser diferentes. O tempo necessário para atingir esse equilíbrio é um fator de extrema importância para obtenção de valores de sucção corretos (Marinho, 2005). Naturalmente, é dependente da dimensão da amostra e da permeabilidade do solo.

No essencial, o método do papel de filtro para medição da sucção em solos consiste nos seguintes passos:

- colocar o papel de filtro em contacto com o solo;
- aguardar algum tempo (dias) para que a humidade do papel e do solo fique em equilíbrio;
- determinar o teor em água do papel de filtro (por pesagem e secagem em estufa);
- cálculo da sucção utilizando a curva de calibração adequada para o papel de filtro.

A norma ASTM D5298 (ASTM, 2010) define as seguintes equações para determinação da sucção, ψ , utilizando o papel de filtro Whatman nº 42:

$$\log(\psi) = 5,327 - 0,0779 w \quad (5.14)$$

para $w < 45,3\%$ e:

$$\log(\psi) = 2,412 - 0,0135 w \quad (5.15)$$

para $w > 45,3\%$. Em ambas as equações w representa o teor em água do papel de filtro Whatman nº 42 e ψ representa a sucção em kPa.

5.3.3 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

A curva de retenção dos rejeitados foi determinada utilizando-se as *Tempe Pressure Cells*, para pressões até 100 kPa, e as placas de pressão, para pressões até 850 kPa (pressão máxima do compressor disponível no laboratório). Em ambos os casos a curva de retenção foi determinada em termos de teor em água gravimétrico, w .

Tal como descrito no capítulo 2, a curva de retenção pode ser aproximada por diversas equações. No presente documento os resultados laboratoriais foram aproximados pela equação proposta por Fredlund e Xing (1994). Esta curva relaciona a sucção, ψ , com o teor em água volumétrico, θ . Neste caso no entanto, foi necessário transformar os resultados por forma a ter em conta as variações volumétricas, já que nos ensaios laboratoriais foi determinado o teor em água gravimétrico, w .

Essa transformação foi efetuada com recurso à curva de retração dos rejeitados, cujo procedimento de determinação e equação se apresentaram na secção 5.2.

O teor em água volumétrico, θ , pode ser determinado pela equação:

$$\theta = \frac{G w}{1 + e} \quad (5.16)$$

onde G representa a densidade das partículas sólidas, w o teor em água gravimétrico e e o índice de vazios.

Substituindo na equação anterior o índice de vazios pelo valor dado pela equação (5.1) resulta:

$$\theta = \frac{G w}{1 + a_{sh} \left[\frac{w^{c_{sh}}}{a_{sh}^{c_{sh}}} + 1 \right]^{\left(\frac{1}{c_{sh}} \right)}} \quad (5.17)$$

Com esta equação é possível escrever os resultados dos ensaios laboratoriais para determinação da curva de retenção em termos de teor em água volumétrico, θ .

Tal como indicado na secção 5.2, foram determinadas quatro curvas de retração, correspondentes a outros tantos estados dos rejeitados (graus de espessamento e sobreconsolidação variáveis). Neste caso concreto, para o cálculo de θ , utilizaram-se os valores correspondentes à curva de retração dos rejeitados espessados até um teor de sólidos de 70%, por serem os mais representativos dos rejeitados em análise.

Os resultados obtidos encontram-se representados na Figura 5.11, em que cada ponto representa um ensaio laboratorial. Com estes resultados experimentais determinou-se a curva de retração tal como definida por Fredlund e Xing (1994). A determinação dos parâmetros definidores da curva foi efetuada com recurso ao método dos mínimos quadrados, resultando na seguinte equação:

$$\theta = \left(\left(\frac{-\ln(1 + \psi/680)}{\ln(1 + 10^6/680)} \right) + 1 \right) \frac{0,531}{(\ln(2,718 + (\psi/350)^{1.26}))^{2,24}} \quad (5.18)$$

A equação anterior encontra-se representada na Figura 5.11 pela linha a preto. É visível nesta figura alguma dispersão dos resultados laboratoriais obtidos. Esta variabilidade resulta não só do próprio procedimento de ensaio, mas também de ligeiras diferenças no teor em água inicial das amostras ensaiadas.

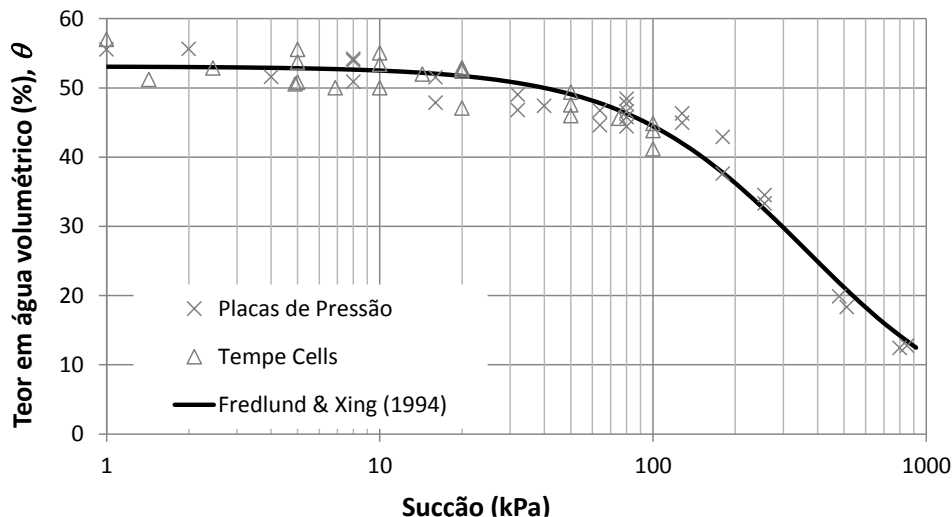


Figura 5.11 – Curva de retenção dos rejeitados espessados definida em função do teor em água volumétrico.

Durante a determinação da curva de retenção, as amostras apresentam uma retração significativa. Desta forma, e uma vez que o índice de vazios não é constante, a correta interpretação dos resultados dos ensaios, nomeadamente a determinação da pressão de entrada de ar, exige que seja utilizada a curva de retração para determinar a curva de retenção em termos de grau de saturação e teor em água volumétrico (Fredlund *et al.*, 2011).

Para calcular o teor em água gravimétrico pode recorrer-se à equação (5.17). Contudo, com exceção de alguns casos particulares, não é possível explicitar esta equação em ordem a w . Torna-se, portanto, necessário utilizar a equação de recorrência seguinte:

$$w_{n+1} = \frac{\theta \left(1 + a_{sh} \left[\frac{w_n^{c_{sh}}}{a_{sh}^{c_{sh}}} + 1 \right]^{\left(\frac{1}{c_{sh}} \right)} \right)}{G} \quad (5.19)$$

Esta equação origina um processo iterativo facilmente programável em folha de cálculo. Conhecido o teor em água gravimétrico, w , pode utilizar-se a equação da curva de retração, equação (5.1), para calcular o índice de vazios, e . Seguidamente, o grau de saturação pode ser calculado através da equação:

$$G w = S e \quad (5.20)$$

Os resultados experimentais e as curvas de ajuste em termos de teor em água gravimétrico e grau de saturação encontram-se representados na Figura 5.12 e na Figura 5.13, respetivamente.

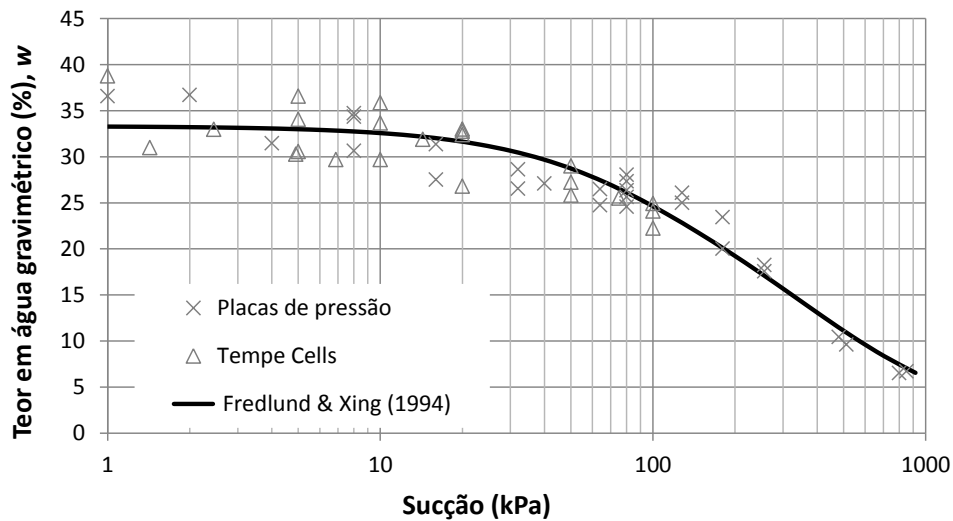


Figura 5.12 – Curva de retenção dos rejeitados espessados definida em função do teor em água gravimétrico.

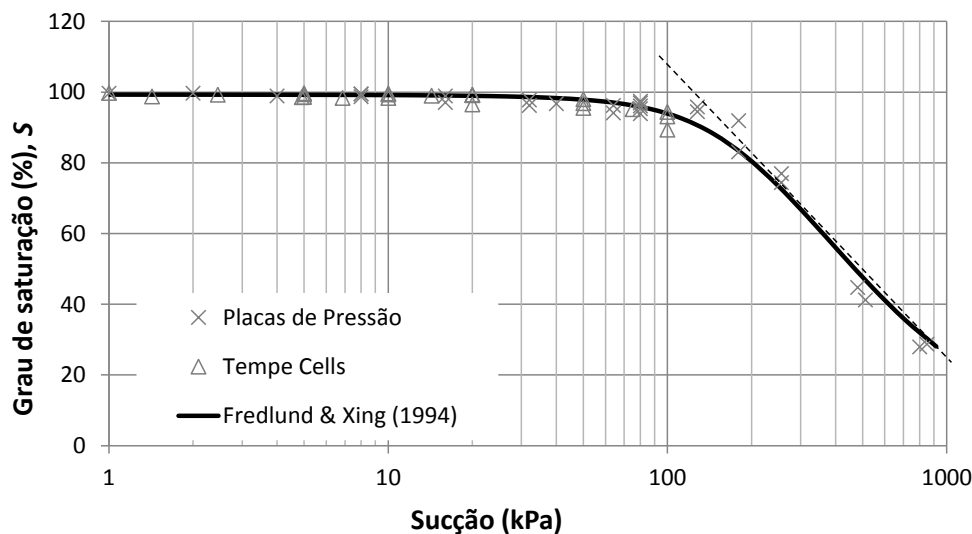


Figura 5.13 – Curva de retenção dos rejeitados espessados definida em função do grau de saturação.

A pressão de entrada de ar corresponde ao nível de sucção a partir do qual os rejeitados deixam de estar saturados. A determinação desta grandeza pode ser efetuada através da Figura 5.13. Para isso é possível efetuar uma construção que consiste em traçar uma reta tangente ao troço inclinado da curva de ajuste e interceptá-la com a linha horizontal correspondente a um grau de saturação de 100% (Pham e Fredlund, 2008). Neste caso, a pressão de entrada de ar obtida corresponde a 130 kPa. Esta forma de determinação da pressão de entrada de ar é meramente conceptual, já que, como pode ser observado na Figura 5.13, a dessaturação vai acontecendo muito gradualmente. À sucção de 50 kPa, por exemplo, corresponde um grau de saturação de 98%. Caso a pressão de entrada de ar fosse (erradamente) determinada através da curva de retenção representada na Figura 5.12, definida em função do teor em água gravimétrico, a pressão de entrada de ar seria 40 kPa, bastante diferente do valor correto de 130 kPa.

É importante frisar que todos os resultados apresentados nesta secção correspondem a rejeitados normalmente consolidados e com um grau de espessamento de 70% de partículas sólidas.

A determinação da curva de retenção dos rejeitados depositados subaquaticamente, siltes e areias, não se reveste da mesma importância, já que é esperado que estes materiais se mantenham saturados ou muito próximo disso durante toda a vida do depósito. Ainda assim, determinaram-se apenas alguns pontos das respectivas curvas de retenção, que se apresentam na Figura 5.14. Como termo de comparação, incluiu-se na figura a curva de retenção da pasta. Como seria de esperar, e uma vez que a granulometria é bastante semelhante, a curva de retenção dos siltes é idêntica à da pasta, embora para o mesmo nível de sucção o teor em água nos siltes seja ligeiramente maior. Já no caso das areias a curva de retenção é bastante diferente, resultando teores em água muito inferiores para níveis de sucção idênticos.

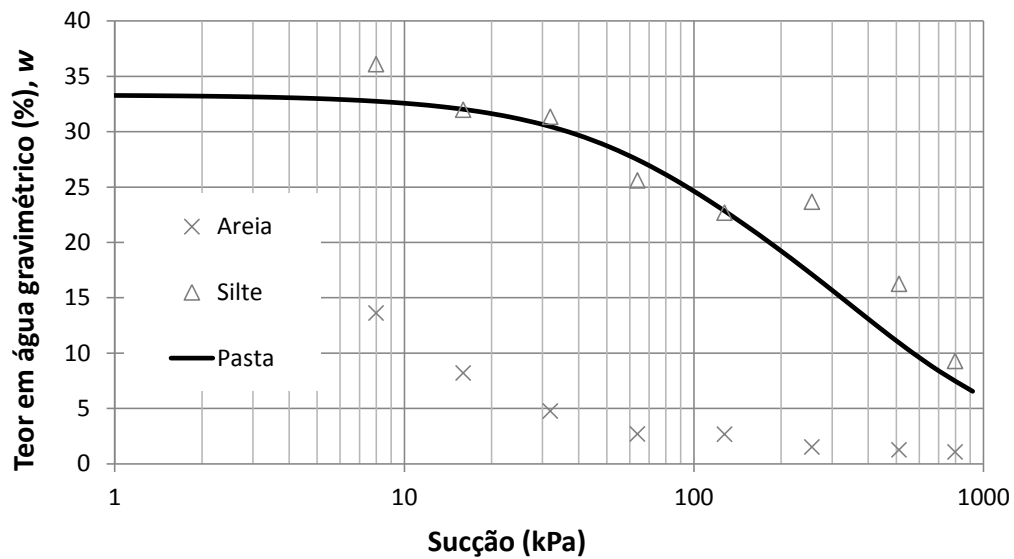


Figura 5.14 – Curva de retenção dos rejeitados depositados subaquaticamente.

Nos parágrafos anteriores foram apresentadas as curvas de retenção dos rejeitados determinadas em condições muito particulares:

- as amostras foram reconstruídas por sedimentação dos rejeitados;
- os índices de vazios iniciais eram elevados, semelhantes aos rejeitados recém depositados;
- no início dos respetivos ensaios os rejeitados encontravam-se totalmente saturados;
- durante os ensaios os rejeitados secaram até ser atingido um novo equilíbrio (trajetórias de secagem).

Tendo em conta que a curva de retenção de água é altamente dependente do índice de vazios e da trajetória (molhagem ou secagem), decidiu-se determinar a curva de retenção correspondente aos provetes utilizados nos ensaios triaxiais não saturados, ensaios esses que se encontram descritos no capítulo seguinte.

A preparação das amostras consistiu em recolher rejeitados saturados e deixá-los secar até atingirem um teor em água de aproximadamente 14%, altura em que foram desagregados. Seguidamente, colocou-se uma camada de 200 g de rejeitados no interior de um tubo metálico, com diâmetro interior de 71 mm, e compactou-se com o compactador manual do ensaio Proctor leve (Figura 5.15a). Seguindo este procedimento, foi possível obter várias amostras em forma de disco, com 71 mm e cerca de 2 cm de altura. Procedeu-se então à extrusão das amostras, regularização da superfície superior e secagem em estufa. Na Figura 5.15b pode ser observado o aspeto das amostras após secagem.



Figura 5.15 – Preparação dos rejeitados para obtenção da curva de retenção para amostras semelhantes às utilizadas nos ensaios triaxiais: a) compactação; b) aspeto das amostras após regularização e secagem em estufa.

Sendo conhecido o peso seco de cada amostra, estabeleceu-se a quantidade de água a adicionar, tentando que o teor em água (e portanto a sucção) em cada amostra fosse diferente das restantes. A adição de água foi efetuada muito lentamente, gotejando a superfície das amostras e esperando que essas gotas fossem absorvidas antes de se adicionar mais água (Figura 5.16a). Terminado o processo de humedecimento, colocaram-se justapostos à amostra quatro pedaços de papel de filtro Whatman nº 42 previamente pesados (Figura 5.16b). Posicionaram-se dois pedaços de papel de filtro em cada face da amostra. Optou-se por esta disposição para que em cada face apenas um dos pedaços de papel de filtro estivesse em contacto direto com a amostra. As amostras e respetivos papéis de filtro foram então envolvidos em película aderente (Figura 5.16c) para impedir trocas de humidade com a envolvente.

Passados dez dias, intervalo de tempo seguramente suficiente para uniformizar a humidade e sucção no interior das amostras, procedeu-se à abertura das mesmas. As amostras e os papéis de filtro foram pesados imediatamente após a abertura, tendo havido o cuidado de manusear estes últimos com uma pinça, tal como se ilustra na Figura 5.17a, para minimizar as variações de humidade. Nesta pesagem, utilizou-se uma balança de alta precisão, com uma definição de 0,001 g e cujo erro máximo é 0,01 g (Figura 5.17b). Tendo em conta que os papéis de filtro pesavam cerca de 0,25 g a utilização de uma balança menos precisa comprometeria a fiabilidade dos resultados.

Após secagem em estufa, os papéis de filtro e respetivas cápsulas foram colocados num exsicador para permitir o arrefecimento sem absorção de humidade (Figura 5.18a). Só então foram pesados utilizando a balança de alta precisão. Na Figura 5.18b pode ser observado um conjunto de papéis de filtro no final do ensaio, notando-se em vários deles a existência de partículas de rejeitados que ficaram aderentes ao papel e que contribuem para alguma incerteza nos resultados.

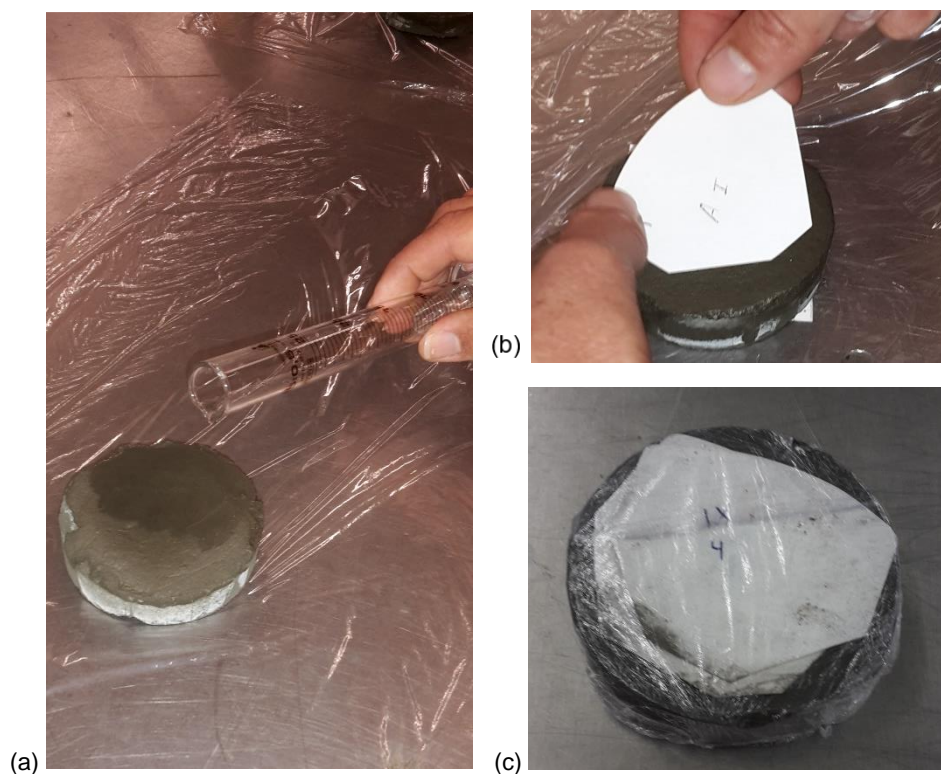


Figura 5.16 – Preparação das amostras de rejeitados para obtenção da curva de retenção: a) humedecimento; b) colocação do papel de filtro; c) envolvimento com película aderente.

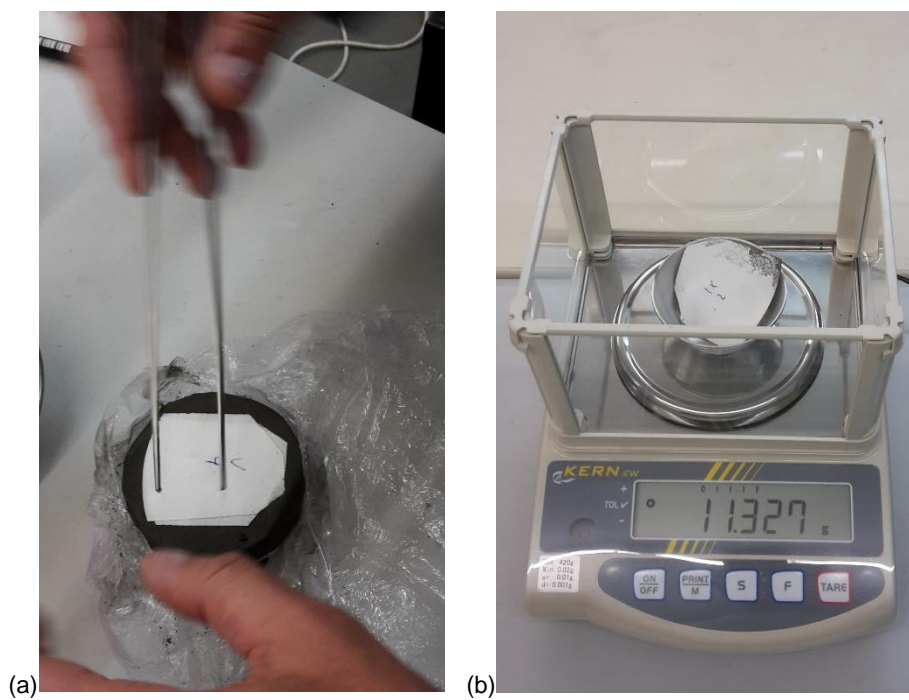


Figura 5.17 – Pesagem do papel de filtro: a) manuseamento após abertura das amostras; b) pesagem em balança de elevada precisão.



Figura 5.18 – Pesagem do papel de filtro: a) arrefecimento do papel de filtro usando um exsicador; b) aspeto dos papéis de filtro no final do ensaio.

Nos casos em que se pretendiam sucções mais reduzidas, e portanto teores em água mais elevados, o humedecimento consistiu em colocar as amostras sobre um recipiente com água. As amostras foram colocadas a cerca de 1 cm da superfície da água, por forma a permitir a absorção por capilaridade através de um papel absorvente colocado entre ambos, tal como se pode observar na Figura 5.19a. Também nestes casos as amostras foram isoladas do meio envolvente usando película aderente (Figura 5.19b).

Na Figura 5.20 podem ser observados os resultados obtidos. Os pontos representam os resultados experimentais obtidos com as amostras compactadas. Para termo de comparação, representa-se nesta figura a curva de retenção obtida com os rejeitados sedimentados, curva essa que já havia sido incluída na Figura 5.12. Para este caso, não se determinou a curva de ajuste aos pontos obtidos, por um lado porque era desconhecida a curva de retração, que permitia calcular o grau de saturação e o teor em água volumétrico e, por outro, porque seriam necessários mais pontos para sucções entre 1 e 20 kPa.

Relativamente aos resultados obtidos, parecem concordar com as curvas apresentadas na Figura 2.16, ou seja, os pontos obtidos neste ensaio, correspondentes a uma trajetória de molhagem, estão abaixo da curva de retenção de secagem. Isto acontece apesar de serem amostras bastante distintas, em que as primeiras são formadas por compactação e as segundas por sedimentação.

Repare-se que os pontos estão agrupados em patamares, com o mesmo teor em água a corresponder a quatro valores de sucção, providos de outros tantos papéis de filtro por amostra. A dispersão é característica dos ensaios com papel de filtro, já que as quantidades de água são ínfimas e facilmente alteradas durante a operação de pesagem.

Outro resultado interessante é a variação do índice de vazios com a redução da sucção. As amostras foram compactadas com um teor em água de 14%, tendo atingido um índice de vazios próximo de 0,6

e um grau de saturação próximo de 85% (admitindo $G = 3,7$), o que, pela Figura 5.20, corresponderá a sucções entre 50 a 200 kPa. Já nas amostras mais húmidas, em que se atingiu a saturação, o teor em água foi de 31%, tendo as amostras expandido para um índice de vazios de 1,15.

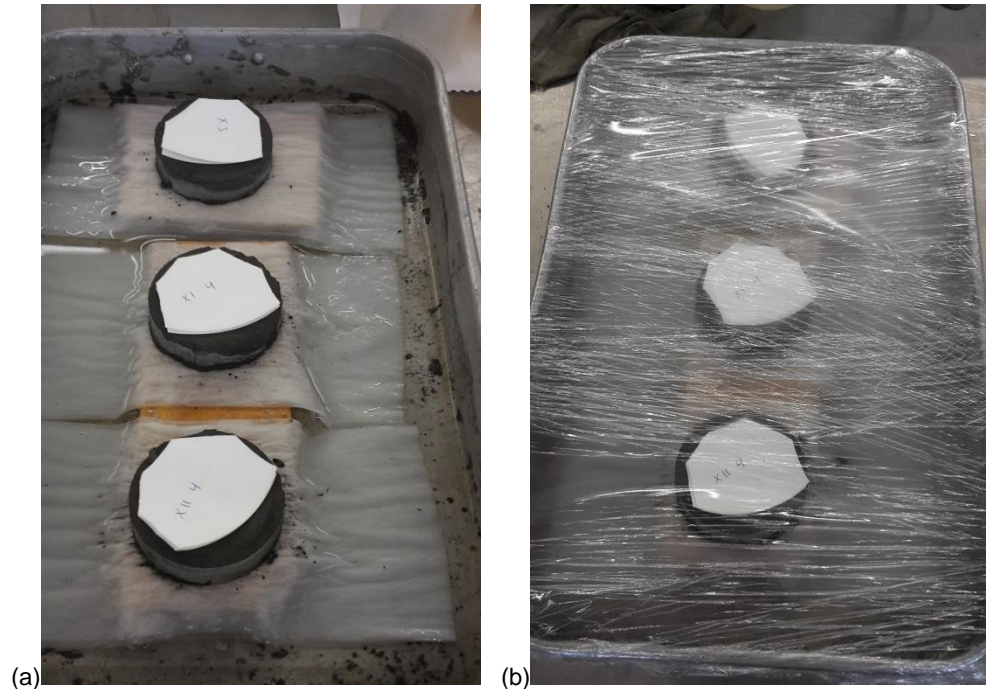


Figura 5.19 – Humedecimento de amostras por capilaridade: a) colocação de amostras num recipiente com água; b) isolamento das amostras.

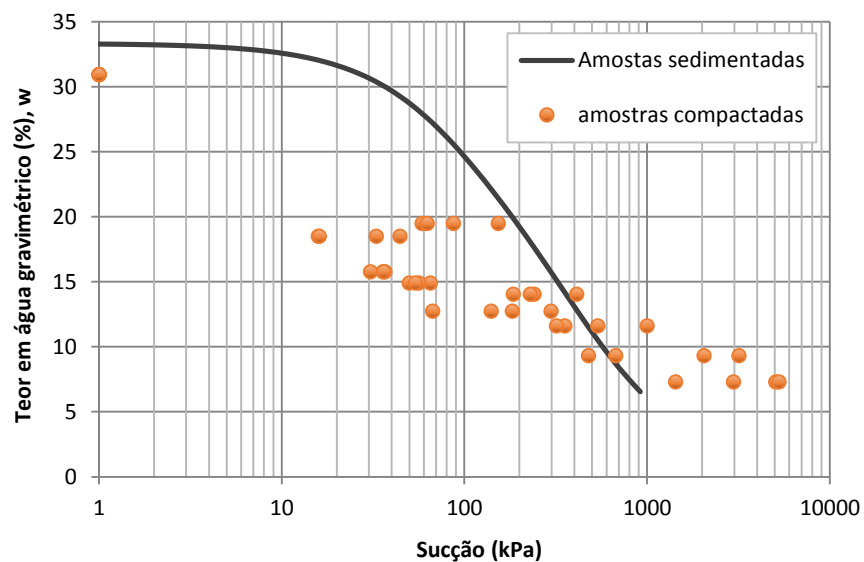


Figura 5.20 – Curva de retenção dos rejeitados sedimentados e rejeitados compactados.

5.4 CONSOLIDAÇÃO E COMPRESSIBILIDADE

Neste ponto descrevem-se os ensaios efetuados com o intuito de estudar a consolidação e compressibilidade dos rejeitados. Para além de ensaios com o edómetro clássico e com o edómetro de Rowe, realizaram-se ensaios edométricos em amostras sujeitas a ciclos de secagem e molhagem. Estes últimos tiveram como principal objetivo simular de forma mais realista as solicitações sofridas pelos rejeitados.

5.4.1 EDÓMETRO CLÁSSICO

5.4.1.1 Preparação das amostras e equipamento

A preparação das amostras para realização de ensaios edométricos foi efetuada de acordo com o procedimento descrito na secção 4.3.3 do capítulo anterior. Tal como nas amostras destinadas à determinação da curva de retração, também para os ensaios edométricos foram preparadas três misturas, com percentagens de sólidos de 30, 50 e 70%. Foi utilizado 1 kg de rejeitado seco e, portanto, de acordo com a equação (4.3), a tensão efetiva na base de cada uma das colunas era 1,6 kPa.

Devido à baixa consistência exibida pelos rejeitados sedimentados, em especial nas colunas em que se usou material mais fluido, e com vista a minimizar as perturbações das amostras, o processo de cravação dos anéis do ensaio edométrico consistiu nos seguintes passos:

- retirou-se a água sobrenadante;
- colocou-se um rolhão estanque;
- inverteu-se a coluna;
- com ajuda de um êmbolo extraiu-se a amostra do interior da coluna;
- à medida que a amostra ia sendo extrudida foi-se cravando o anel o mais lentamente possível (Figura 5.21);
- após a conclusão da cravação cortou-se o excesso de material com um fio metálico fino;
- limpou-se o excesso de material à volta do anel e usou-se o fio metálico para cortar a amostra pela parte inferior do anel, destacando-a do restante material da coluna.

Observando a Figura 5.21 nota-se que os rejeitados apresentavam uma consistência muito reduzida, dificultando todas as operações de preparação das amostras.

Depois de preparada a amostra realizaram-se os ensaios edométricos de acordo com a norma ISO 17892-5 (CEN, 2004c). Foram usados edómetros da marca *Wykeham Farrance* com carregamento mecânico e leitores de deslocamento analógicos com precisão de 0,002 mm, tal como ilustra a Figura 5.22.



Figura 5.21 – Cravação do anel do edómetro.



(a)



(b)

Figura 5.22 – Edómetros utilizados: a) vista geral; b) pormenor do leitor de deslocamento analógico.

5.4.1.2 Resultados

Para facilitar as comparações, apresentam-se na Figura 5.23 as curvas de compressibilidade dos três ensaios edométricos, isto é, correspondentes a teores de sólidos de 30, 50 e 70%. Nota-se desde logo uma grande diferença no que diz respeito ao índice de vazios inicial. De facto, embora a tensão efetiva inicial das três amostras tenha sido a mesma, o material mais espessado sedimenta de forma diferente, originando uma amostra mais compacta. Esta diferença na fase inicial traduz-se em diferenças ao longo dos vários escalões de carga. Mesmo para tensões elevadas, 1600 kPa, o índice de vazios das três amostras é diferente, mostrando como é importante o espessamento pré-deposição. Qualquer que seja o nível de tensão, os rejeitados espessados até teores de sólidos de 70% têm um índice de vazios cerca de 15% inferior aos rejeitados não espessados, representados pelas amostras com 30% de partículas sólidas. Verifica-se ainda pela análise da Figura 5.23 que as diferenças são mais substanciais nos níveis de espessamento mais elevados: o comportamento dos rejeitados espessados a 50% aproxima-se mais dos rejeitados espessados a 30%. Essa diferença era expectável, já que as duas amostras com menor espessamento tinham um comportamento próximo de um fluido, enquanto a amostra com 70% de partículas sólidas apresentava um comportamento semelhante a um gel.

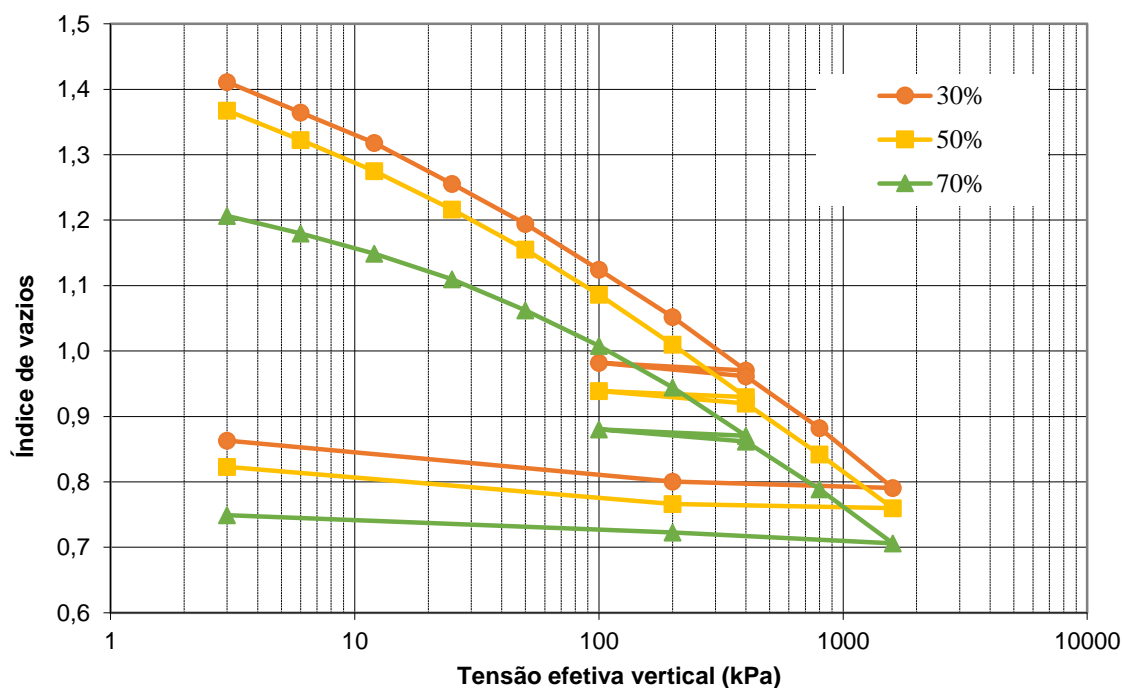


Figura 5.23 – Curva de compressibilidade função do grau de espessamento dos rejeitados.

No Quadro 5.2 apresenta-se um resumo dos índices de compressibilidade e recompressibilidade obtidos nos três ensaios. Note-se que se tratava de amostras reconstituídas e, portanto, comparáveis a amostras normalmente consolidadas.

A determinação do índice de compressibilidade, C_c , foi realizada sem efetuar o tratamento da curva de compressibilidade pela construção de Schmertmann (Head, 1994). Tendo em conta que a tensão efetiva vertical inicial da amostra era de 1,6 kPa, o tratamento da curva iria originar valores de C_c inferiores à inclinação do ramo virgem, o que é irrealista. Assim, admitiu-se como valor de C_c a inclinação do ramo virgem.

Analisando os valores do Quadro 5.2 verifica-se que aumentos do grau de espessamento correspondem a amostras ligeiramente menos deformáveis. Verifica-se ainda que o índice de recompressibilidade, C_r , é cerca de 1/11 do índice de compressibilidade, ligeiramente abaixo dos valores de referência indicados por Matos Fernandes (2006), que se situam no intervalo 1/5 a 1/10. Ao analisar comparativamente os três ensaios é importante ter em mente que se trata de amostras bastante distintas. Além das diferenças na estrutura de cada amostra, causadas pelo processo de sedimentação, ocorrem também diferenças no que concerne à granulometria. De facto, tal como se verá no capítulo 7, nas amostras mais fluídas tende a ocorrer alguma segregação já que partículas de maior dimensão sedimentam mais rapidamente do que partículas mais pequenas.

Quadro 5.2 – Índices de compressibilidade e recompressibilidade

Grau de espessamento	C_c	$C_c/(1 + e_0)$	C_r
30%	0,29	0,12	0,027
50%	0,27	0,11	0,024
70%	0,25	0,11	0,023

Tratando-se de um material siltoso, com consolidação relativamente rápida, a aplicação do método de Casagrande para determinação do coeficiente de consolidação, c_v , é muito problemática (Matos Fernandes, 2006), daí ter sido usado o método de Taylor, tal como sugerido por Head (1994). Neste caso, mesmo o método de Taylor é de difícil aplicação. Veja-se, por exemplo, na Figura 5.24 b) a aplicação deste método ao escalão de 1600 kPa na amostra com teor em sólidos de 70%, em que o troço reto inicial é definido por apenas dois pontos. Quando isto acontece o c_v calculado não corresponde ao valor real mas apenas a um limite inferior desta grandeza. Este aspeto poderia ser melhorado caso fosse efetuada a aquisição digital das deformações, como alternativa ao equipamento analógico utilizado, sendo portanto esta uma das limitações do equipamento utilizado. A solução ideal seria mesmo a utilização de amostras de maiores dimensões (mais altas). Se assim não for os resultados podem ser muito imprecisos.

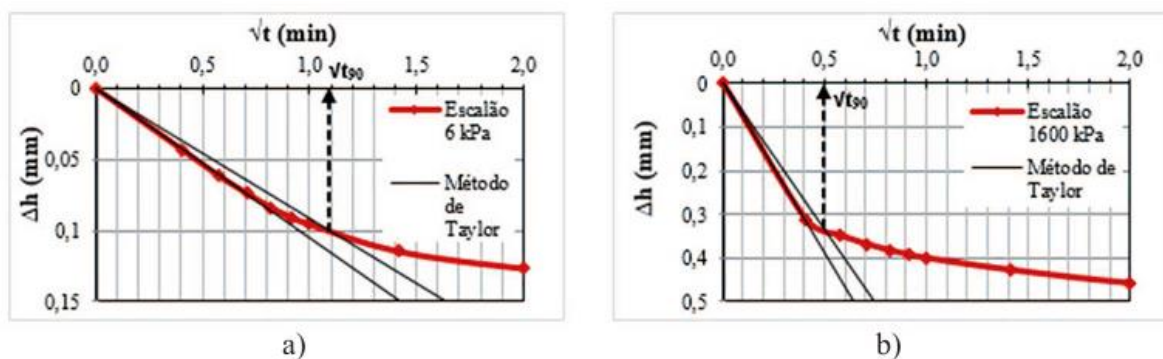


Figura 5.24 – Determinação do coeficiente de consolidação pelo método de Taylor na amostra com teor de sólidos de 70%: a) escalão de 6 kPa; b) escalão de 1600 kPa.

Os valores de c_v obtidos são bastante uniformes ao longo dos vários escalões de carga ou recarga. Mesmo os valores de ensaios diferentes são praticamente idênticos, com exceção dos escalões de carga mais baixos do ensaio realizado sobre rejeitados espessados a 70%, tal como se pode observar na Figura 5.25.

A estimativa da permeabilidade foi efetuada de acordo, com a recomendação de Head (1994), pela equação seguinte:

$$k = c_v \cdot m_v \cdot \rho_w \cdot g \quad (5.21)$$

onde m_v representa o coeficiente de compressibilidade volumétrica, ρ_w a massa volúmica da água e g a aceleração da gravidade.

Como seria de esperar, a permeabilidade reduz-se consideravelmente à medida que aumenta a tensão efetiva vertical aplicada e consequente redução do índice de vazios, (Figura 5.25). Excluindo os valores correspondentes aos escalões de carga mais baixos do ensaio realizado sob rejeitados espessados até um teor de sólidos de 70%, é possível definir uma correlação linear entre o logaritmo da permeabilidade e o logaritmo da tensão efetiva.

Note-se que esta forma de estimar a permeabilidade pode incorrer em erros significativos, em especial quando usada em materiais siltosos, como é o caso. Head (1994) recomenda que para valores de c_v superiores a 100 m²/ano seja reportado apenas que foi ultrapassado este limite, não indicando o valor encontrado. Em face destes resultados, e tendo em conta a importância da percolação para a correta modelação numérica do comportamento dos rejeitados, foi decidido realizar ensaios específicos para a determinar a permeabilidade.

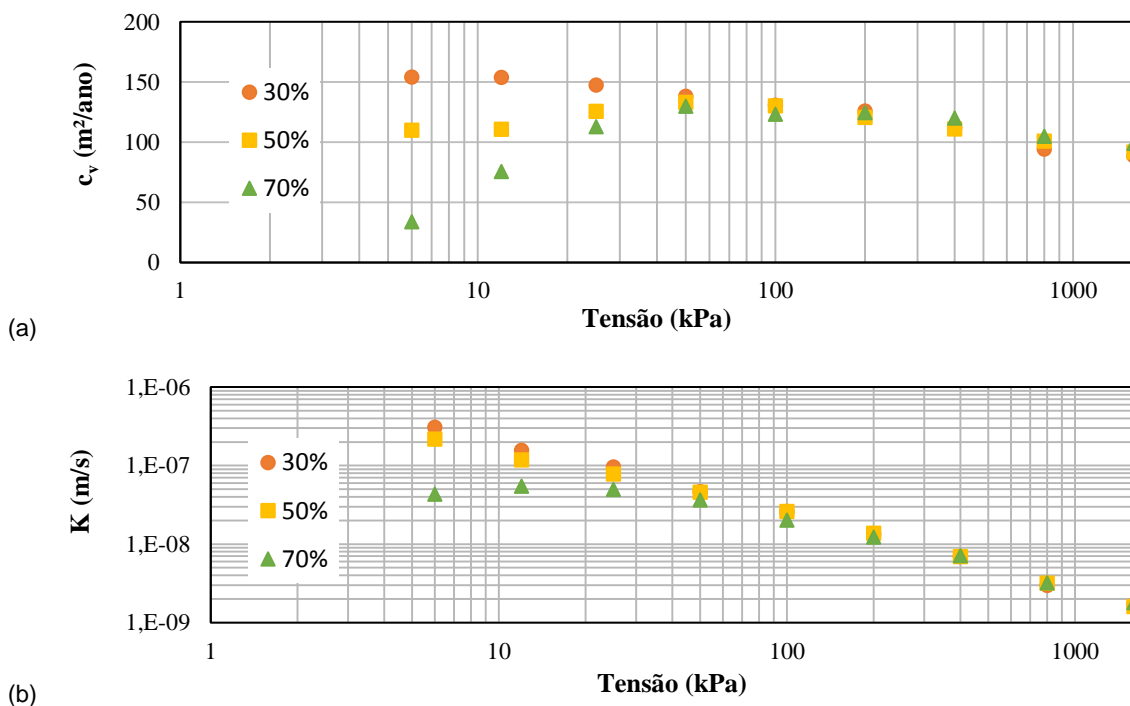


Figura 5.25 – Resultados dos ensaios edométricos: a) coeficiente de consolidação; b) coeficiente de permeabilidade.

Na Figura 5.26 apresenta-se o coeficiente de compressibilidade, a_v , o coeficiente de compressibilidade volumétrico, m_v , e o módulo edométrico, E_{oed} . Relativamente aos dois primeiros índices observa-se o habitual decréscimo com o aumento de tensão. Este decréscimo conduz a uma proporcionalidade direta entre o módulo edométrico e a tensão. Comparando os resultados dos três ensaios verifica-se que o grau de espessamento não tem influência significativa nestes três parâmetros.

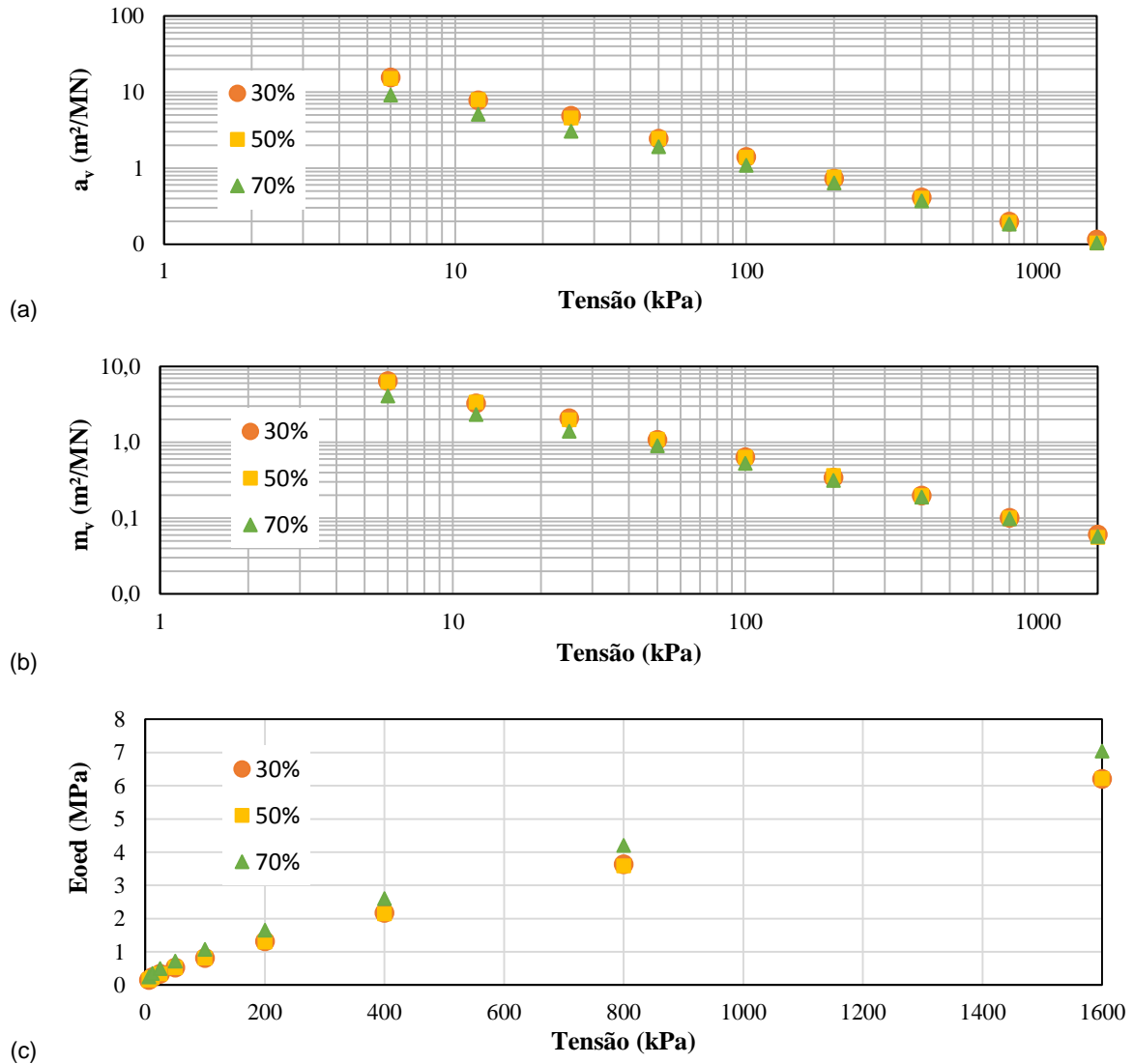


Figura 5.26 – Resultados dos ensaios edométricos: a) coeficiente de compressibilidade; b) coeficiente de compressibilidade volumétrica; c) módulo edométrico.

5.4.2 EDÓMETRO COM SECAGEM

No capítulo 2 abordaram-se algumas questões relacionadas com a deposição de rejeitados espessados. Tipicamente, o espessamento de rejeitados está associado à deposição subaérea em camadas de espessura reduzida, tentando otimizar a capacidade volumétrica do local de deposição ao mesmo tempo que se aumentam os níveis de segurança e se reduz o potencial de dano, em caso de rotura da estrutura de contenção.

Os rejeitados assim depositados podem ficar sujeitos a ciclos de secagem e molhagem, como resultado de dois tipos de fenómenos:

- No momento da deposição os rejeitados estão totalmente saturados. Ao ficarem expostos ao ar acabam por secar, em maior ou menor grau. Quando ocorre precipitação os rejeitados absorvem parte dessa água, podendo ficar novamente saturados.
- A deposição de novas camadas de rejeitados (saturados) faz aumentar o teor em água das camadas subjacentes.

Em face das condicionantes referidas nos parágrafos anteriores, é de esperar que o comportamento dos rejeitados seja algo distinto dos resultados evidenciados nos ensaios edométricos convencionais. Tendo em vista colmatar essa incerteza, idealizou-se um ensaio edométrico em que os rejeitados foram sujeitos a ciclos de secagem e molhagem, antes de se aplicar os escalões de carga.

5.4.2.1 Preparação das amostras e equipamento

A preparação das amostras para realização de ensaios edométricos foi efetuada de acordo com o procedimento descrito na secção 4.3.3. Uma vez que apenas os rejeitados espessados estarão sujeitos a ciclos de secagem e molhagem, apenas se preparou uma mistura com percentagens de sólidos de 70%. Tal como no caso dos edométricos clássicos, utilizou-se o equivalente a 1 kg de rejeitado seco e, portanto, de acordo com a equação (4.3), a tensão efetiva na base de cada uma das colunas era 1,6 kPa. Conhecida a densidade das partículas sólidas, e para que não fosse necessário secar os rejeitados, o peso seco dos rejeitados foi calculado indiretamente. Os rejeitados foram colocados num recipiente rígido, completando-se o enchimento com água. Comparando o peso do recipiente cheio com água com o peso do recipiente cheio com água e rejeitados calculou-se o peso das partículas sólidas.

Nos ensaios edométricos clássicos os rejeitados foram colocados no anel edométrico por cravação, tal como descrito em 5.4.1.1. No caso dos ensaios edométricos com secagem, optou-se por colocar o anel edométrico na base da coluna de acrílico (Figura 5.27a) previamente à deposição dos rejeitados (Figura 5.27b). Desta forma os rejeitados sedimentaram diretamente dentro do anel, evitando-se as perturbações associadas à cravação.

O equipamento utilizado, para além dos edómetros apresentados em 5.4.1, incluiu dois ventiladores, tal como se pode observar na Figura 5.28. O papel desses ventiladores é promover a evaporação e, desta forma, acelerar o processo de secagem dos rejeitados que, de outra forma, seria demasiado lento.

Para ter controlo sobre o processo de secagem realizou-se um ensaio preliminar em que a célula edométrica era pesada diariamente. Esse ensaio preliminar permitiu verificar que a perda de água por evaporação é máxima no primeiro dia e se vai reduzindo ao longo do tempo. A partir do quinto dia a variação de peso era praticamente nula. Em face dos resultados deste ensaio preliminar, decidiu-se que se fariam ciclos de uma semana, com 6 dias de secagem e 1 dia de humedecimento. O processo de humedecimento das amostras consistiu, simplesmente, em encher a célula edométrica até ao bordo superior.

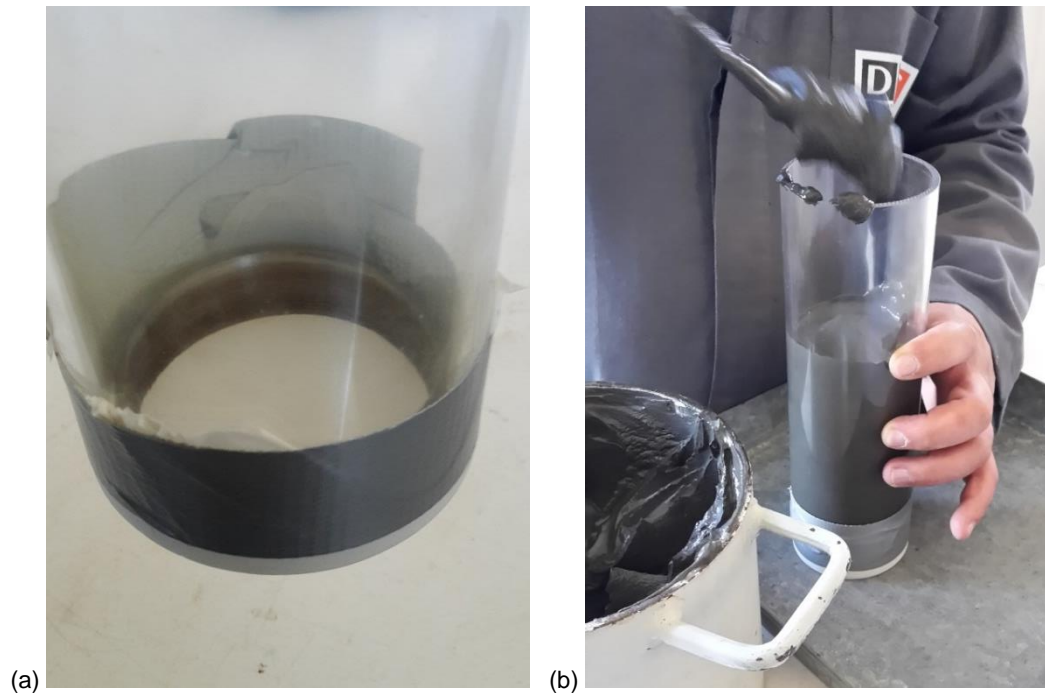


Figura 5.27 – Preparação de amostras para realização de ensaios edométricos com secagem: a) colocação do anel do edómetro no interior da coluna acrílica; b) deposição dos rejeitados no interior da coluna.



Figura 5.28 – Pormenor dos ventiladores nos ensaios edométricos com secagem.

5.4.2.2 Resultados

Na Figura 5.29 a apresenta-se a curva de compressibilidade do ensaio edométrico com secagem. Para facilitar a análise dos resultados incluiu-se nesta figura a curva de compressibilidade do ensaio edométrico clássico equiparável ($s = 70\%$, sem secagem). Propositadamente, as escalas vertical e

horizontal utilizadas nesta figura são idênticas às escalas da Figura 5.23, onde constam as curvas de compressibilidade obtidas nos três ensaios edométricos clássicos.

Comparando as duas curvas da Figura 5.29, é possível verificar que os ciclos de secagem produzem efeitos semelhantes a uma sobreconsolidação, ou seja, fazem baixar o índice de vazios inicial e tornam a parte inicial da curva de compressibilidade menos inclinada. A linha vertical a traço interrompido corresponde à redução do índice de vazios durante os ciclos de secagem e molhagem, cujo valor foi aproximadamente 0,2. Observando a curva do ensaio sem secagem verifica-se que idêntica redução do índice de vazios pode ser obtida por aplicação de uma tensão de 100 kPa.

Note-se ainda que a curva do ensaio com secagem está sempre abaixo da do ensaio clássico. Isto significa que, para um mesmo nível de tensão, o índice de vazios nos rejeitados sujeitos a ciclos de secagem é sempre inferior aos demais. Parece lícito concluir que, em termos de redução de deformabilidade e aumento de resistência, a secagem das camadas de rejeitados recém-depositados se traduz num benefício permanente.

No Quadro 5.3 apresenta-se um resumo dos índices de compressibilidade e recompressibilidade nos ensaios edométricos com e sem secagem. Tal como em 5.4.1, também aqui se considerou que o índice de compressibilidade, C_c , corresponde à inclinação do ramo virgem. Para além da menor deformabilidade dos rejeitados sujeitos à secagem, verifica-se que estes possuem um maior índice de recompressibilidade. Esta maior elasticidade é também notória na fase de descompressão, no final do ensaio.

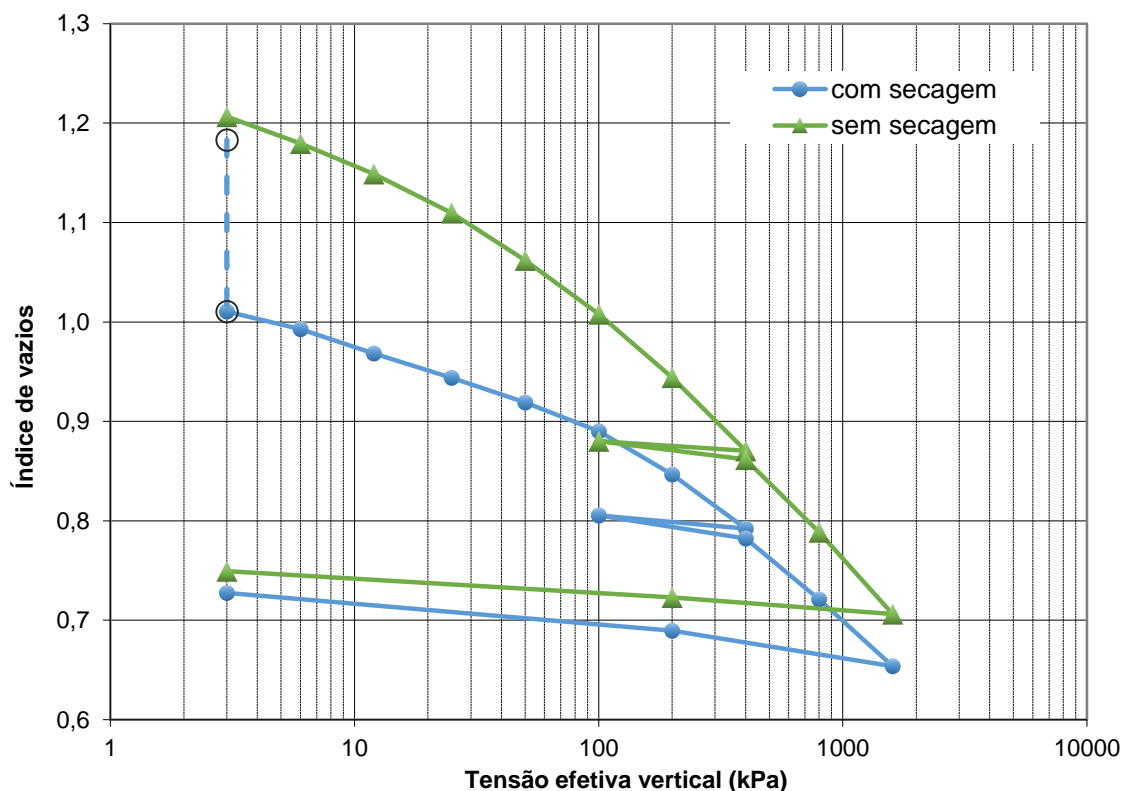


Figura 5.29 – Curva de compressibilidade das amostras com e sem ciclos de secagem e com teor de sólidos de 70%.

Quadro 5.3 – Efeito da secagem nos índices de compressibilidade e recompressibilidade das amostras com teor de sólidos de 70%

Tipo de ensaio	C_c	$C_c/(1 + e_0)$	C_r
Sem secagem	0,25	0,11	0,023
Com secagem	0,22	0,11	0,030

5.4.3 EDÓMETRO DE ROWE

5.4.3.1 Preparação das amostras e equipamento

Por forma a complementar a informação obtida com os ensaios edométricos descritos na secção anterior, realizaram-se cinco ensaios recorrendo ao edómetro de Rowe. De acordo com Head (1998), o edómetro de Rowe apresenta diversas vantagens relativamente ao edómetro tradicional. As principais vantagens são:

- o sistema hidráulico de aplicação de carga permite evitar a transmissão de vibrações à amostra, permitindo também aplicar tensões elevadas (da ordem de 1000 kPa) mesmo em amostras de grande dimensão;
- permite aplicar diferentes condições de drenagem, vertical e/ou horizontal, ascendente e/ou descendente;
- permite medir (com precisão) a pressão neutra ao longo do tempo, possibilitando a determinação do início e do final da consolidação primária;
- permite medir o volume percolado, possibilitando a determinação (direta) dos coeficientes de permeabilidade horizontais e verticais;
- permite melhorar e verificar as condições de saturação, por aplicação de uma contrapressão;
- permite aplicar o carregamento através de uma pressão constante (membrana flexível) ou um deslocamento uniforme (placa rígida);
- ao utilizar amostras de maiores dimensões melhora a precisão das medições efetuadas e minimiza a perturbação de amostras indeformadas;
- possibilita a realização de ensaios em condição não saturada (com sucção controlada).

Os ensaios com o edómetro de Rowe foram realizados sob diferentes amostras e em diferentes condições, tal como nos mostra o Quadro 5.4. Na generalidade dos ensaios permitiu-se a drenagem vertical, com exceção do ensaio “Pasta H”, em que a drenagem foi horizontal. Tal como indicado pela designação do ensaio, efetuaram-se dois ensaios com pasta e três ensaios com silte.

Nos ensaios com drenagem vertical mediu-se a pressão neutra no centro da base e apenas se permitiu drenagem pela fronteira superior. Nos ensaios com drenagem horizontal (radial) também se mediu a pressão neutra no centro da base e permitiu-se a drenagem em todo o perímetro exterior.

Quadro 5.4 – Características físicas iniciais dos ensaios com edômetro de Rowe

Ensaio	Altura inicial (mm)	Índice de vazios inicial
Pasta V	23,2	1,73
Pasta H	31,5	1,54
Silte 1V	26,2	1,33
Silte 2V	26,3	2,61
Silte 3V	27,8	2,60

Os ensaios “Silte 2V” e “Silte 3V” foram efetuados em amostras que resultaram de sedimentação de rejeitados siltosos com grau de espessamento de 25%. Desta forma pretendeu-se recriar os siltes existentes em obra, que resultaram de uma deposição subaquática. Nos restantes ensaios os rejeitados foram espessados até 65% e, seguidamente, depositados no interior do edômetro de Rowe. Note-se que os índices de vazios indicados no Quadro 5.4 são índices de vazios médios da amostra. Uma vez que resultam de um processo de sedimentação sem aplicação de qualquer carregamento, este parâmetro pode variar consideravelmente ao longo da altura da amostra. Adiante, no capítulo 7, apresentam-se os resultados de um estudo da variação do índice de vazios em altura.

Na Figura 5.30a pode observar-se a sedimentação de uma amostra diretamente no interior do edômetro. Uma vez que depois de depositados os rejeitados apresentam grandes assentamentos superficiais, fruto da consolidação sob peso próprio, foi necessário dotar o edômetro de uma alonga, para que fosse possível depositar uma quantidade de rejeitados suficiente. Na Figura 5.30b pode observar-se o edômetro fechado, com os transdutores de pressão colocados no circuito hidráulico e com o LVDT preparado para registar os assentamentos.

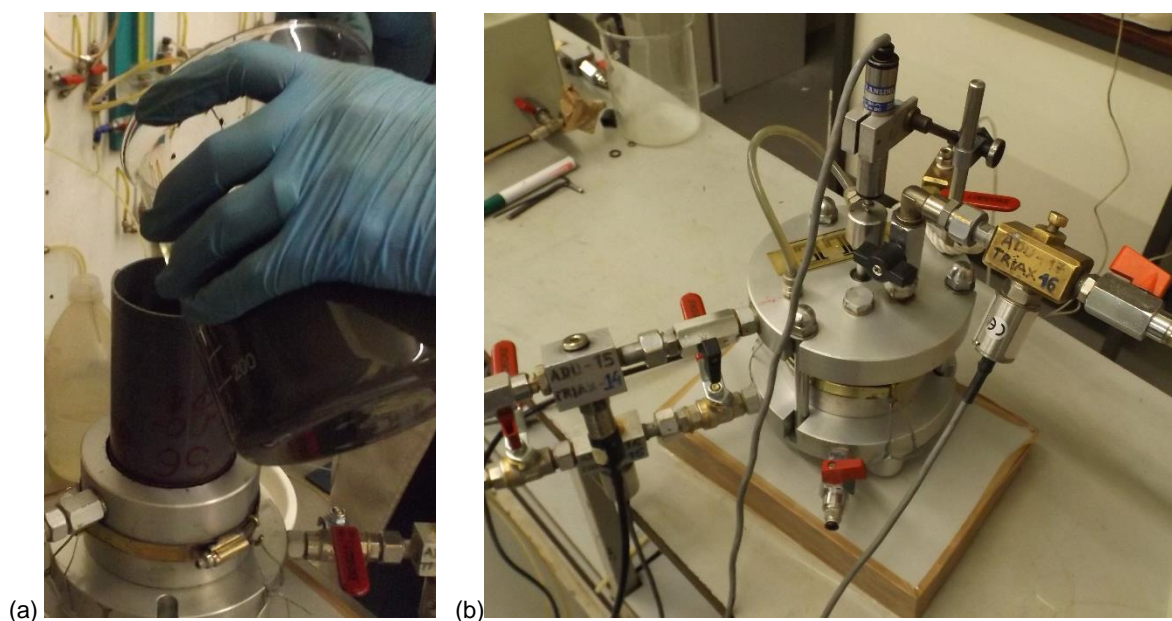


Figura 5.30 – Ensaio com edômetro de Rowe: a) deposição de rejeitados; b) edômetro fechado e preparado para início da aplicação das tensões.

O procedimento seguido durante os ensaios foi o seguinte:

- preparação das misturas de rejeitados com o grau de espessamento desejado, colocação da mistura no edómetro e sedimentação até cessarem os assentamentos da superfície;
- percolação de água para eliminação das bolhas de ar que ficam retidas na massa de rejeitados durante a deposição no interior do edómetro;
- aplicação de uma contrapressão crescente até 300 kPa, mantendo o confinamento efetivo de 5kPa, para garantir a saturação;
- aplicação dos vários escalões de carga, medindo para cada escalão a variação dos assentamentos e pressões neutras ao longo do tempo.

É importante relembrar que durante a preparação das amostras mais fluídas (Silte 2V e Silte 3V) terá ocorrido alguma segregação das partículas. Naturalmente, estas amostras reconstruídas apresentavam alguma heterogeneidade que, certamente, afetou os resultados dos ensaios.

5.4.3.2 Resultados

Para que se possam comparar os vários ensaios, apresentam-se na Figura 5.31 as curvas de compressibilidade obtidas nos cinco ensaios realizados. Desde logo se destaca na figura a forma algo invulgar das curvas obtidas. Pelo que se conseguiu apurar, estes resultados devem-se às forças de atrito no pistão e na membrana, que se manifestam, sobretudo, nos escalões de carga mais reduzidos.

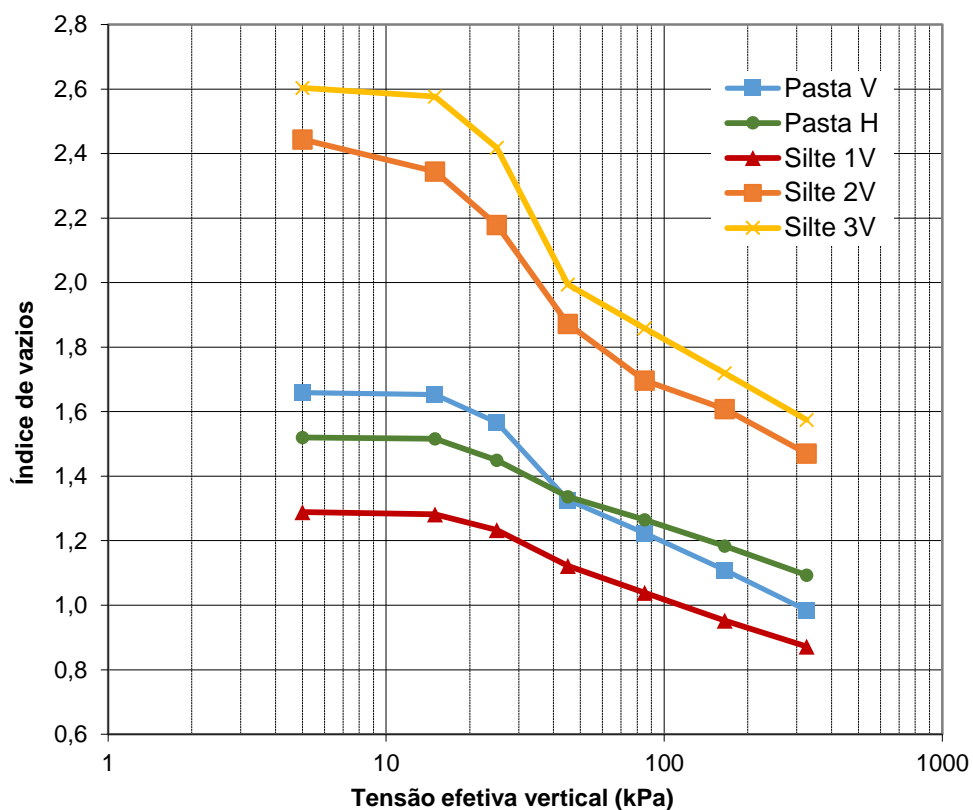


Figura 5.31 – Curvas de compressibilidade dos ensaios com edómetro de Rowe.

Tal como aconteceu com os ensaios realizados com o edómetro clássico, também neste caso não foi aplicada a correção de Schmertmann, já que se tratavam de amostras reconstruídas resultantes de um processo de sedimentação sob peso próprio. Tendo em conta a forma da porção inicial das curvas de compressibilidade, os índices de compressibilidade, C_c , foram calculados a partir do troço retilíneo entre os 45 e os 325 kPa. Os valores resultantes, apresentados em anexo são sumariados no Quadro 5.5. Os valores obtidos situam-se entre 0,29 e 0,50. Estes resultados são concordantes com os valores obtidos nos ensaios edométricos clássicos. Tendo em conta a grande variabilidade do estado inicial das amostras, demonstrada pelas variações do índice de vazios inicial, apresenta-se no mesmo quadro o quociente $C_c/(1 + e_0)$. Os valores obtidos são bastante consistentes com os resultados dos ensaios nos edómetros clássicos, um pouco abaixo dos 0,2 típicos dos solos argilo-silto-lodosos portugueses (Matos Fernandes, 2006).

Quadro 5.5 – Resumo dos resultados dos ensaios com edómetro de Rowe

Ensaio	e_0	C_c	$C_c/(1 + e_0)$	C_α (med)	c_v (med)* [m ² /ano]
Pasta V	1,73	0,41	0,15	-	480
Pasta H	1,54	0,29	0,11	0,11	100**
Silte 1V	1,33	0,29	0,12	0,09	200
Silte 2V	2,61	0,47	0,13	0,06	30
Silte 3V	2,60	0,50	0,14	0,07	50

* O coeficiente de consolidação vertical, c_v , foi determinado tomando por base o t_{90} da curva de dissipação das pressões neutras com o logaritmo do tempo. Os valores indicados correspondem à média dos vários escalões de carga excluindo o primeiro.

** Neste caso específico a drenagem foi realizada na direção radial, do centro para o contorno exterior, tratando-se portanto do coeficiente de consolidação horizontal, c_h , e não do c_v .

A determinação do coeficiente de consolidação vertical, c_v , foi efetuada de acordo com as recomendações existentes na bibliografia especializada (Head, 1998). Tratando-se de ensaios realizados com recurso ao edómetro de Rowe, foi possível determinar o c_v usando diferentes técnicas, permitindo avaliar o grau de confiança dos valores obtidos. Com esse objetivo, para cada escalão de carregamento, analisaram-se duas curvas: a curva da variação da pressão neutra com o logaritmo do tempo e a curva da variação do assentamento com o logaritmo do tempo. A Figura 5.32 ilustra estas duas curvas, para o caso particular do escalão de 165 kPa do ensaio com a amostra Silte 3V.

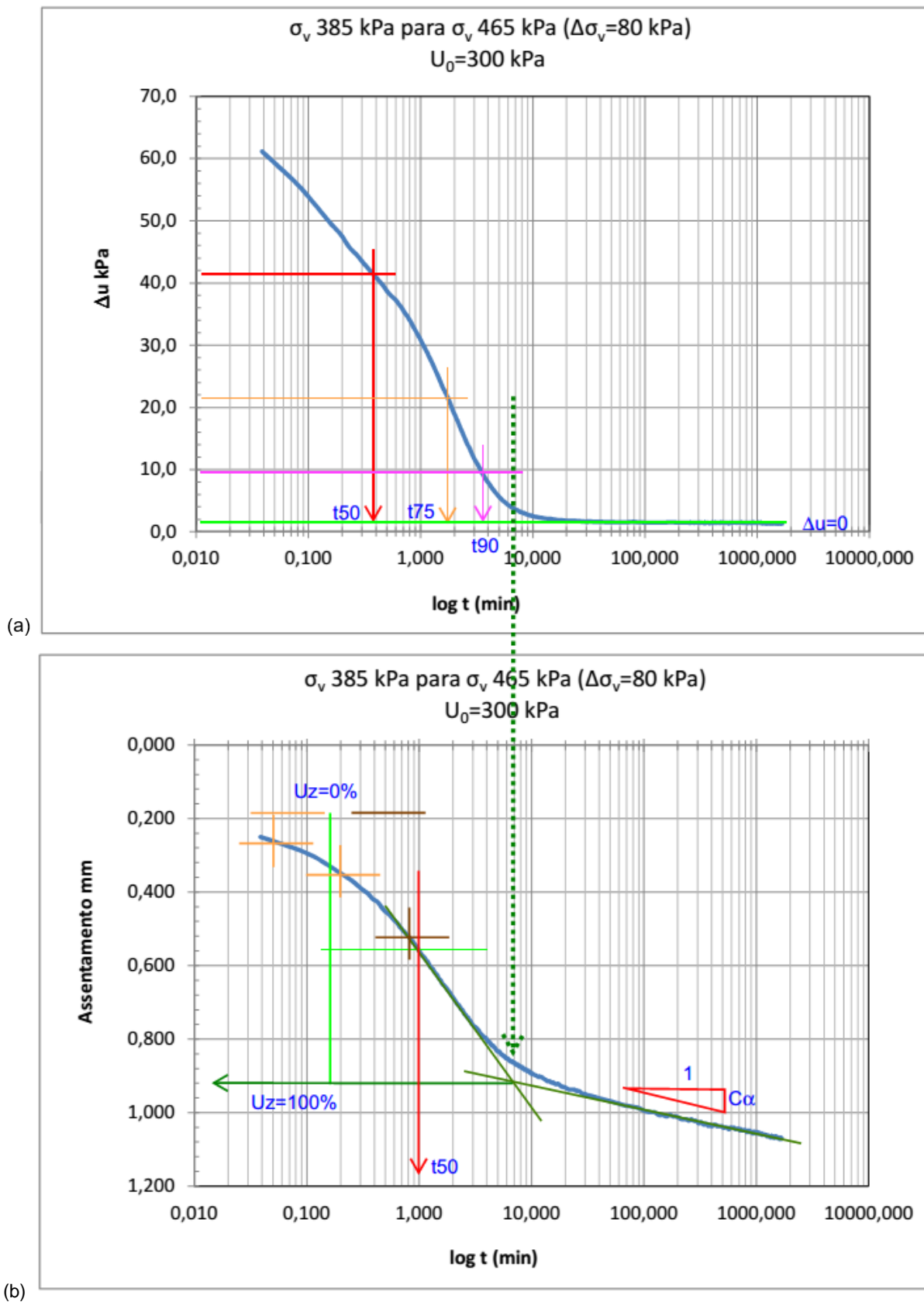


Figura 5.32 – Determinação de c_v no escalão 165 kPa do ensaio Silte 3V: a) pela dissipação das pressões neutras; b) pelo método de Casagrande.

A partir da primeira destas curvas podem ser determinados, de forma direta, os tempos necessários para dissipação de 50, 75 e 90% do excesso de pressão neutra inicial que, no caso concreto da Figura 5.32 foi 80 kPa. Com cada um destes três tempos, t_{50} , t_{75} e t_{90} , determinou-se o valor de c_v usando uma das três equações seguintes (Head, 1998; Matos Fernandes, 2006):

$$c_v = 0,526 \frac{0,379H^2}{t_{50}} \quad (5.22)$$

$$c_v = 0,526 \frac{0,663H^2}{t_{75}} \quad (5.23)$$

$$c_v = 0,526 \frac{1,031H^2}{t_{90}} \quad (5.24)$$

Uma vez que nos ensaios realizados apenas se permitiu a drenagem pela face superior das amostras, nas equações anteriores a variável H corresponde à altura total da amostra no instante em que se inicia o escalão de carga.

Com a segunda curva, onde se representa a variação do assentamento com o logaritmo do tempo, torna-se necessário efetuar a construção de Casagrande (Matos Fernandes, 2006) para determinar o instante em que se atinge 50% do assentamento vertical, t_{50} . Com este valor é possível determinar o valor de c_v usando a seguinte equação:

$$c_v = 0,526 \frac{0,197H^2}{t_{50}} \quad (5.25)$$

Tal como anteriormente, a variável H corresponde à altura total da amostra no instante em que se inicia o escalão de carga.

Para determinar a ordenada inicial, $\Delta h(\bar{U}_z = 0)$, utilizaram-se dois pares de instantes t_a e $t_b = 4t_a$ da parte inicial da curva de assentamentos no tempo. No caso concreto apresentado na Figura 5.32 obtiveram-se dois valores coincidentes de $\Delta h(\bar{U}_z = 0)$. Nos casos em que os valores obtidos não eram coincidentes, a ordenada inicial foi calculada pela média aritmética.

Além do c_v , as curvas que relacionam o deslocamento com o logaritmo do tempo possibilitam a determinação do C_α , coeficiente de consolidação secundária. Este parâmetro corresponde à inclinação do troço final da curva dos assentamentos, tal como ilustra a parte inferior da curva da Figura 5.32b.

Na Figura 5.32 pode verificar-se que o ponto a partir do qual os excessos de pressão neutra são insignificantes, $t = 7$ minutos, coincide com a interseção das duas retas tangentes aos troços finais da curva dos assentamentos. Este isocronismo é mais um fator de validação do ensaio e das medições efetuadas.

Com este procedimento foi possível determinar quatro valores de c_v , que em teoria seriam coincidentes, embora na prática possam ocorrer diferenças muito significativas. Na Figura 5.33 apresentam-se os resultados da determinação do c_v , para o ensaio Silte 3V, usando cada uma das quatro equações anteriores. Salta à vista a grande dispersão dos valores determinados. Acresce ainda que em alguns escalões não foi possível determinar alguns dos valores. Tal como no caso da amostra “Silte 3V”,

também nas restantes amostras a metodologia que forneceu resultados mais consistentes consistiu em calcular o c_v a partir do t_{90} retirado da curva da dissipação das pressões neutras.

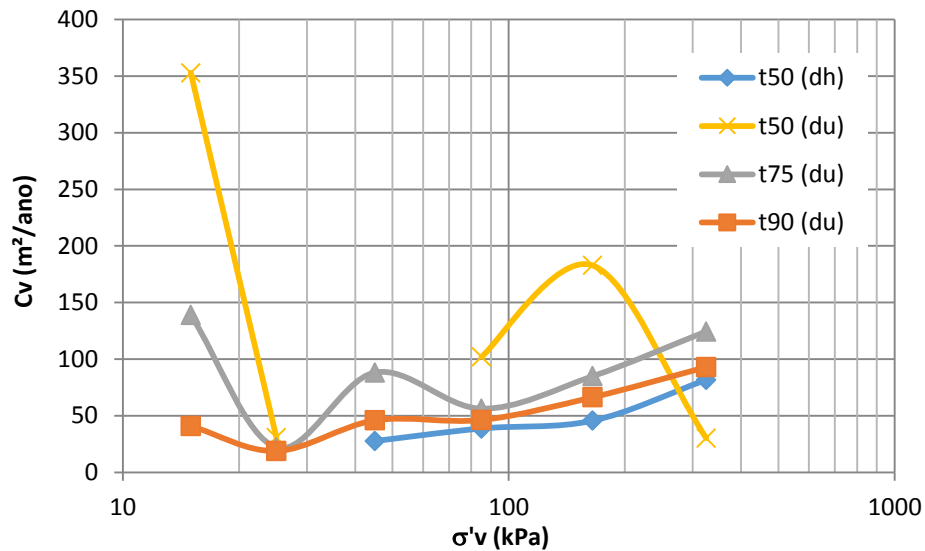


Figura 5.33 – Determinação de c_v pela curva dos assentamentos e pela dissipação das pressões neutras no ensaio Silte 3V.

Apesar dos bons resultados conseguidos em alguns casos, de que é exemplo a Figura 5.32, tal não aconteceu em todos os escalões dos ensaios. Usando como exemplo a Figura 5.34, em que se representam as curvas do escalão de 85 kPa do ensaio de “Pasta V”, mostra-se como nem sempre foi possível utilizar a curva dos assentamentos. Neste caso em concreto, a consolidação ocorre com tal rapidez que nem sequer foi possível registar o instante t_{50} correspondente à dissipação de 50% do excesso de pressão neutra inicial. Os valores de t_{75} e t_{90} foram de apenas 7 e 23 segundos. Em casos como este, os resultados devem ser interpretados com alguma cautela, já que um pequeno atraso no registo das leituras terá um enorme efeito nos resultados. Idealmente, os ensaios deveriam ser repetidos usando-se amostras mais altas, já que o tempo varia com o quadrado da espessura.

Tendo em conta as dificuldades encontradas na determinação do c_v , achou-se por bem não utilizar estes ensaios para estimar o coeficiente de permeabilidade e a sua variação com o índice de vazios. Em casos como este é prudente realizar ensaios específicos para determinação da permeabilidade, utilizando por exemplo um permeâmetro.

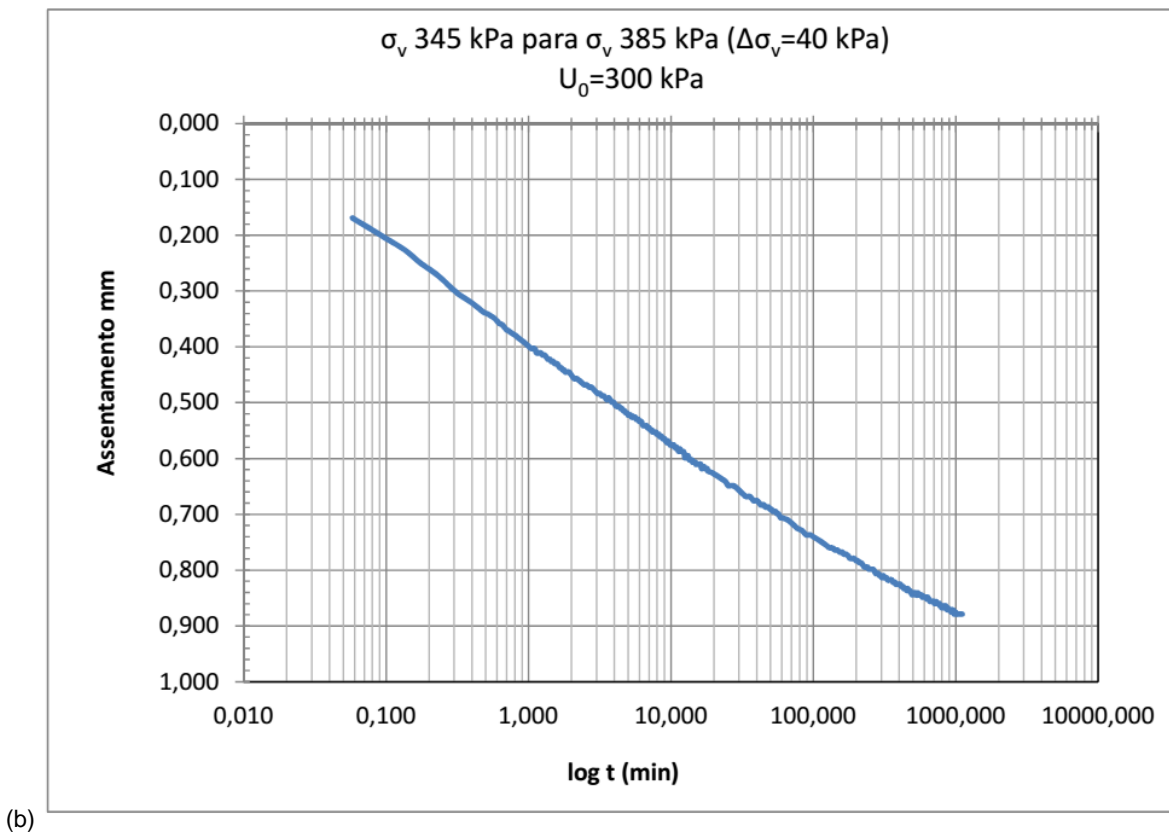
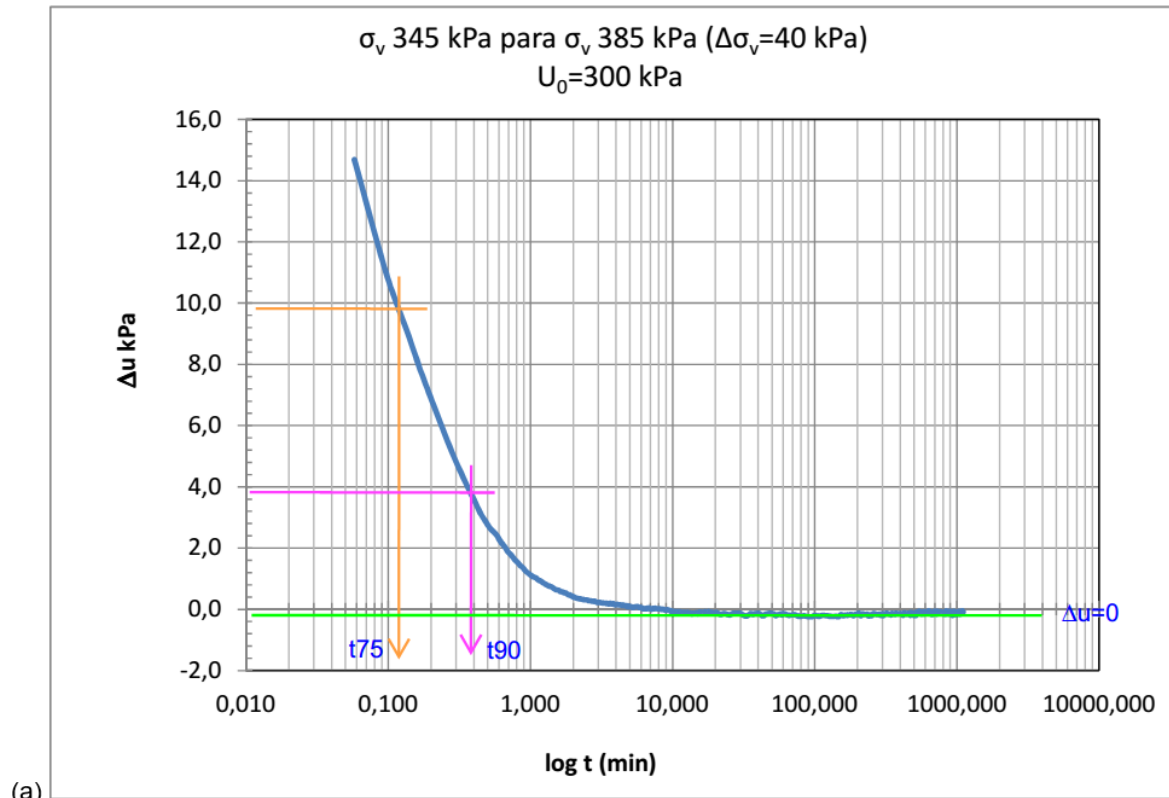


Figura 5.34 – Determinação de c_v no escalão 85 kPa do ensaio Pasta V: a) pela dissipação das pressões neutras; b) pelo método de Casagrande.

Relativamente ao ensaio em que se promoveu a drenagem horizontal, do centro da amostra para a periferia, as curvas dos assentamentos e dissipação dos excessos de pressão neutra permitem determinar não o c_v mas sim o c_h , coeficiente de consolidação horizontal. Neste caso pode também usar-se a designação c_{ro} , do inglês *radial outward*. Utilizando as curvas de dissipação dos excessos de pressão neutra com o tempo, este coeficiente pode ser determinado por uma das duas equações seguintes (Head, 1998):

$$c_h = c_{ro} = 0,131 \frac{0,173D^2}{t_{50}} \quad (5.26)$$

$$c_h = c_{ro} = 0,131 \frac{0,374D^2}{t_{90}} \quad (5.27)$$

Nas duas equações anteriores a variável D corresponde ao diâmetro da amostra. Estas equações são válidas para ensaios com drenagem horizontal, do centro para a periferia, e em que a deformação vertical é livre, imposta através de uma membrana flexível que aplica tensão vertical uniforme em toda a amostra.

Caso se pretenda utilizar a curva dos assentamentos no tempo a equação a usar será:

$$c_h = c_{ro} = 0,131 \frac{0,0866D^2}{t_{50}} \quad (5.28)$$

Na Figura 5.35 representam-se os resultados do c_v e c_h determinados pelo t_{90} da curva de dissipação das pressões neutras. Propositadamente não se apresentam os valores obtidos no primeiro escalão de carga, por se considerar que os resultados obtidos não são realistas e estão afetados pelo ajuste inicial da membrana interior da célula de Rowe, bem como pelo atrito do pistão central.

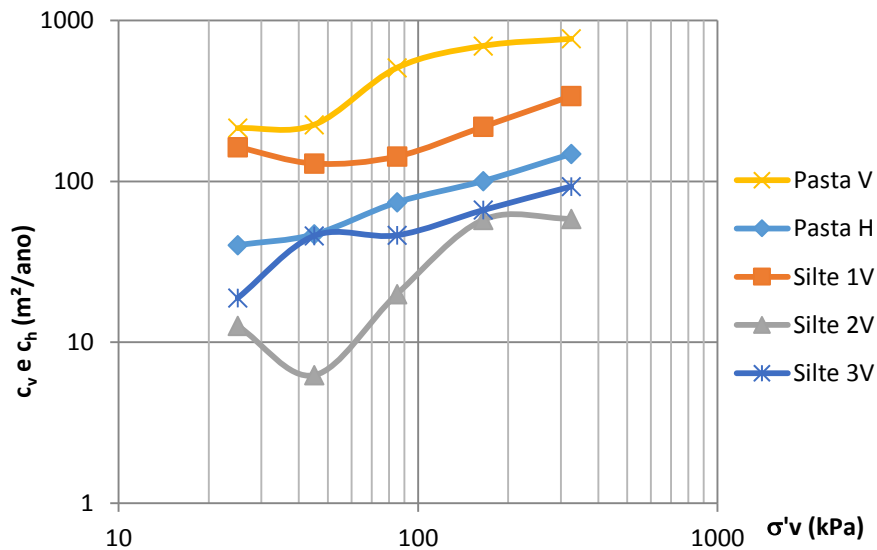


Figura 5.35 – Valores de c_v (e c_h no caso do ensaio “Pasta H”) determinados pelo t_{90} da curva de dissipação das pressões neutras.

Apesar da dispersão de resultados, nota-se uma tendência de crescimento do c_v e c_h com o aumento das tensões verticais impostas.

5.5 PERMEABILIDADE

A determinação dos coeficientes de permeabilidade começou por ser efetuada de forma indireta, a partir das curvas de consolidação dos ensaios edométricos. No entanto, por se tratar de um material siltoso, o tempo de consolidação é muito reduzido, dando origem a grandes imprecisões quando se determina o coeficiente de permeabilidade desta forma. Em face dessa limitação, realizaram-se dois ensaios adicionais, com o edómetro de Rowe, em que se mediu a permeabilidade de forma direta, fazendo percolar água através da amostra. Para isso manteve-se constante a tensão efetiva, aplicou-se um gradiente hidráulico (ascendente) e mediu-se o volume percolado através da amostra. Essa determinação da permeabilidade foi efetuada no final da consolidação associada a cada um dos escalões de carga, com o objetivo de determinar a permeabilidade em função da tensão vertical e, por conseguinte, do índice de vazios.

O coeficiente de permeabilidade, k , foi calculado através da equação seguinte:

$$k = \frac{\Delta v}{\Delta t} \frac{H}{\Delta u / \gamma_w} \frac{4}{\pi D^2} \quad (5.29)$$

onde:

Δv	=	volume percolado;
Δt	=	intervalo de tempo em que se mediu o volume Δv ;
H	=	espessura da amostra no final de cada escalão de carga;
Δu	=	diferença de pressão neutra entre a base e o topo da amostra;
γ_w	=	peso volúmico da água;
D	=	diâmetro da amostra.

De forma idêntica ao descrito em 4.3.3, prepararam-se duas amostras. Uma das amostras foi sedimentada a partir de rejeitados depositados subaquaticamente (polpa), contendo um teor de sólidos, s , de 25%. A outra amostra foi sedimentada a partir de rejeitados espessados depositados subaereamente (pasta) e com teor de sólidos de 65%.

Para se fazer uma interpretação fundamentada dos resultados, é necessário ter em conta que as duas amostras são bastante diferentes, em particular:

- o índice de vazios da amostra de pasta é bastante inferior ao da polpa. Tal acontece devido às diferenças no teor em água inicial de cada uma das amostras;
- a amostra de polpa tem uma granulometria ligeiramente mais fina do que a pasta, já que lhe foi retirada a fração arenosa. Estas diferenças foram analisadas em detalhe no capítulo anterior;
- ambas as amostras foram reconstruídas por processos de sedimentação. Como se verá no capítulo 7, a amostra de polpa terá segregado consideravelmente durante essa sedimentação, enquanto na amostra de pasta a segregação terá sido mínima.

A aplicação do gradiente hidráulico consistiu em aumentar pressão na base da amostra em cerca de 3 kPa. Optou-se por este valor por ser suficientemente pequeno para não alterar substancialmente o estado de tensão das amostras. Em cada escalão o tempo de percolação foi sendo ajustado aos resultados obtidos, nunca menos de 1h e garantindo um mínimo de 30 cm³ de líquido percolado. Desta forma foi possível minimizar o efeito das pequenas variações do circuito de ar comprimido e as imprecisões do equipamento de leitura. Em todos os cálculos foi tida em consideração a deformação vertical da amostra, calculando-se o gradiente hidráulico com a altura real no instante respetivo.

A título de exemplo, apresenta-se na Figura 5.36 uma representação gráfica do diferencial de pressões entre a base e o topo da amostra, aquando da percolação da amostra de polpa, após terminada a consolidação correspondente ao escalão de 25 kPa. Mediante as (pequenas) variações registadas, optou-se por determinar a permeabilidade em intervalos de 2,5 minutos considerando nos cálculos o diferencial de pressões médio nesse intervalo.

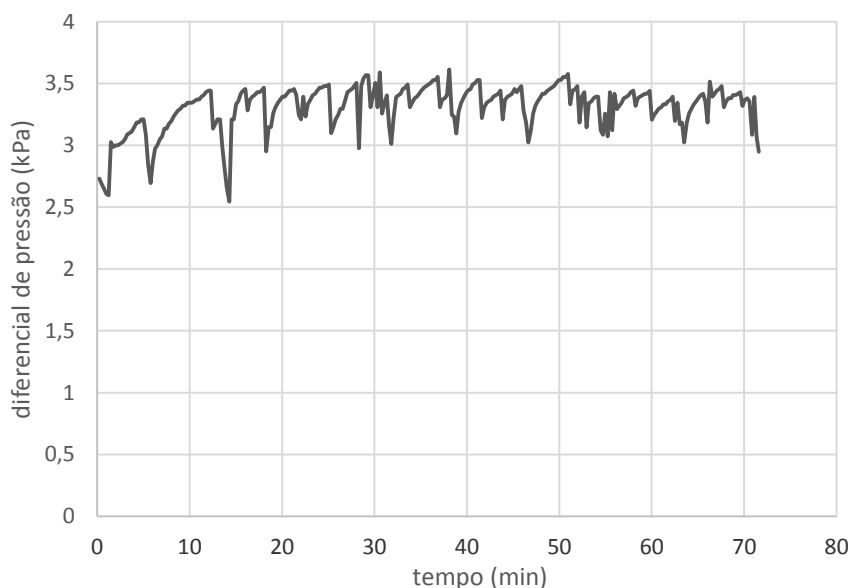


Figura 5.36 – Evolução do diferencial de pressões entre o topo e a base da amostra: $\sigma'_v = 25$ kPa.

Na Figura 5.37 apresentam-se os resultados da permeabilidade nesse mesmo escalão de carga. Cada ponto desta figura corresponde à permeabilidade média obtida num intervalo de 2,5 minutos. Tal como aconteceu na generalidade dos escalões, verifica-se que a permeabilidade se vai reduzindo com o passar do tempo. Ao cabo de 1h a permeabilidade reduziu-se para cerca de 1/3. Este efeito parece estar associado com o arrastamento das partículas mais finas, que se admite que possam colmatar o papel de filtro e a pedra porosa. Mediante estes resultados optou-se por inverter o circuito hidráulico, fazendo com que todo o volume percolado voltasse a entrar na amostra e realizando uma segunda passagem. Tal como se observa na Figura 5.37, os resultados dessa segunda passagem são muito semelhantes aos da primeira.

Já no caso da pasta, a permeabilidade parece ser bastante menos dependente do tempo. Veja-se, a título de exemplo, na Figura 5.38, os resultados da permeabilidade da pasta no escalão $\sigma'_v = 165$ kPa. Note-se que a escala horizontal desta figura é bastante mais extensa do que a Figura 5.37.

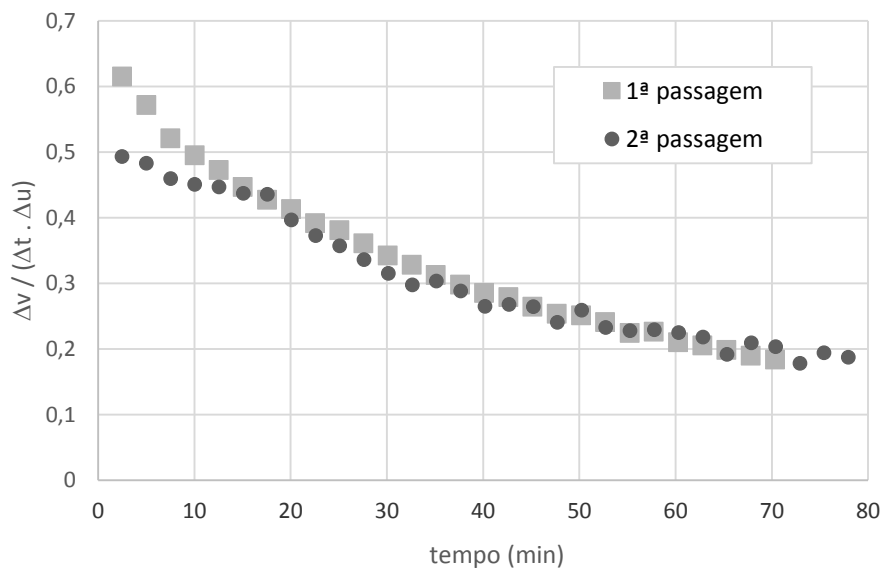


Figura 5.37 – Evolução da permeabilidade com o tempo na amostra de polpa: $\sigma'_v = 25$ kPa.

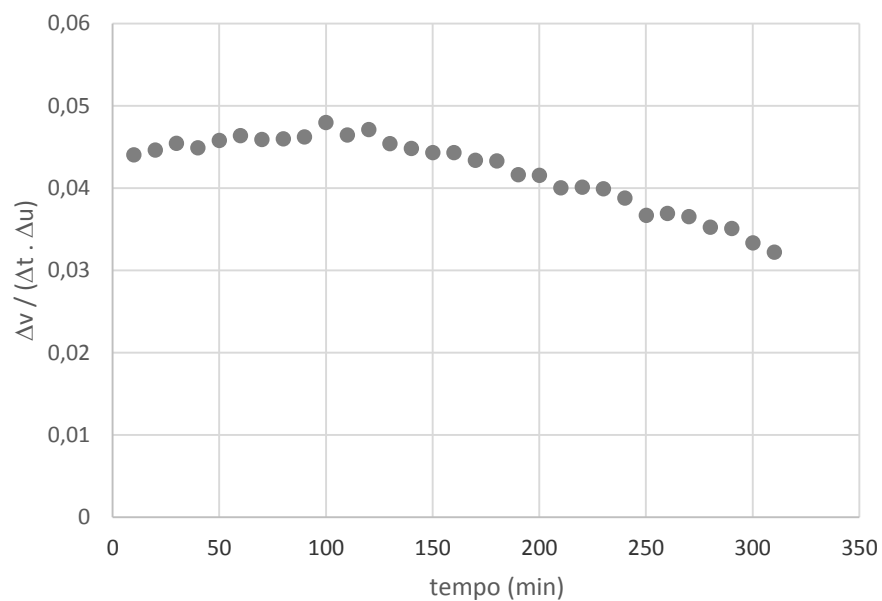


Figura 5.38 – Evolução da permeabilidade com o tempo na amostra de pasta: $\sigma'_v = 25$ kPa.

Embora se admita que a permeabilidade real dos rejeitados seja mais próxima dos valores máximos obtidos em cada escalão, optou-se por representar graficamente e analisar a evolução da permeabilidade máxima e mínima. Para a amostra de polpa, essa evolução pode ser observada na Figura 5.39, onde se representa o coeficiente de permeabilidade no eixo horizontal e a tensão vertical efetiva no eixo vertical. Analisando a figura verifica-se que em quase todos os escalões existe uma grande diferença entre a permeabilidade máxima e mínima. O rácio entre ambas varia desde 1,2 até 5,9. A Figura 5.39 permite também perceber a influência da tensão vertical na permeabilidade. Tal como seria de esperar, à medida que aumenta a tensão efetiva há um decréscimo da permeabilidade dos rejeitados.

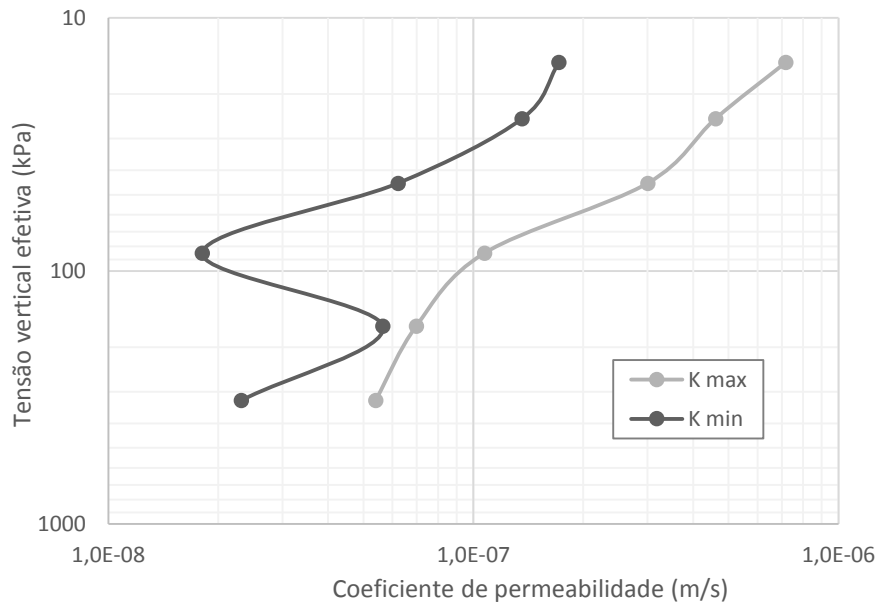


Figura 5.39 – Evolução da permeabilidade com a tensão vertical efetiva na amostra de polpa.

Na Figura 5.40 apresentam-se os coeficientes de permeabilidade obtidos na amostra de pasta. Tal como anteriormente, estão representados os valores máximos e mínimos da permeabilidade em cada escalão. Neste caso os valores máximos e mínimos da permeabilidade são bastante mais próximos, sendo o respetivo rácio variável entre 1,3 e 2,0.

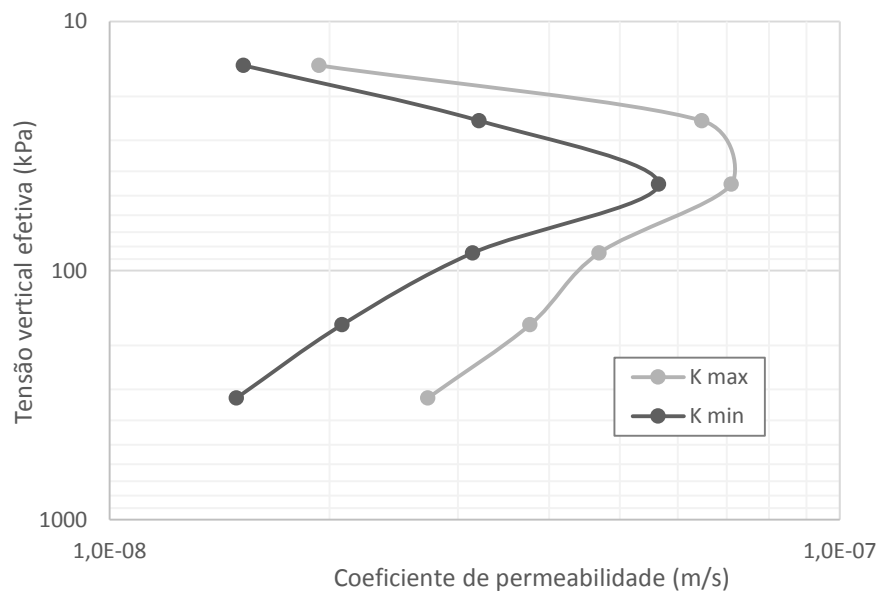


Figura 5.40 – Evolução da permeabilidade com o índice de vazios na pasta.

No caso da pasta, a variação da permeabilidade com a tensão efetiva vertical e, por conseguinte, com a profundidade, é mais difícil de interpretar. Não se conseguiu descobrir o motivo da inflexão da parte superior das curvas representadas na Figura 5.40.

Na Figura 5.41 apresenta-se um gráfico com os resultados dos dois ensaios em termos de tensão efetiva vertical e coeficiente de permeabilidade. Neste gráfico apenas se representam os valores máximos da permeabilidade em cada escalão por se considerar que são os valores mais fidedignos. Os resultados permitem observar que a polpa é mais permeável do que a pasta em todos os escalões de carga. Este resultado contraria as expectativas, já que possuindo uma granulometria ligeiramente mais fina, era esperado que a polpa fosse menos permeável do que a pasta.

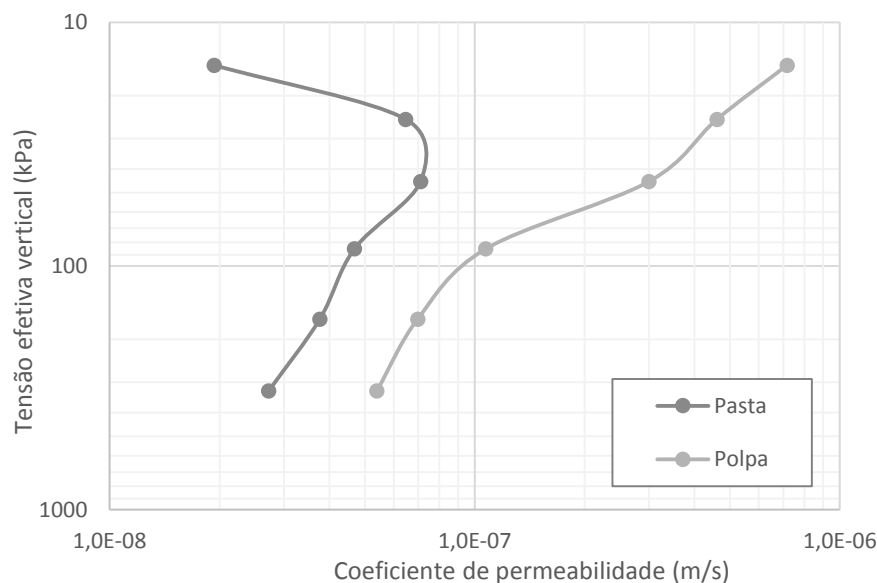


Figura 5.41 – Evolução da permeabilidade com a tensão vertical.

Para tentar esclarecer esta questão estão representados na Figura 5.42 os valores da permeabilidade em ambas as amostras em função do índice de vazios. Com exceção do primeiro ponto da amostra de pasta, nota-se que existe uma certa continuidade entre os resultados de ambas as amostras. Como termo de comparação, incluiu-se na figura uma curva, a traço interrompido, que corresponde à equação de Kozeny-Carman modificada (Matos Fernandes, 2006). Esta equação, que envolve parâmetros referentes ao fluído, ao meio poroso e ainda um coeficiente empírico dependente da forma das partículas, tem a forma seguinte (Matos Fernandes, 2006):

$$k(\text{m/s}) = 2 \times 10^6 \left(\frac{1}{S_0} \right)^2 \frac{e}{1 + e} \quad (5.30)$$

onde:

k = coeficiente de permeabilidade;

S_0 = coeficiente que representa a superfície exterior das partículas por unidade de volume;

e = índice de vazios.

Nesta caso, e uma vez que se determinou a permeabilidade para vários estados de tensão da mesma amostra, a permeabilidade deveria variar linearmente com a porosidade. Note-se que, por definição, a porosidade, n , é igual a $e/(1 + e)$. Assim, determinou-se o coeficiente S_0 por forma a ajustar a equação de Kozeny-Carman aos resultados experimentais. É importante referir que o âmbito desta equação são os solos arenosos, não sendo portanto de estranhar o fraco ajuste conseguido.

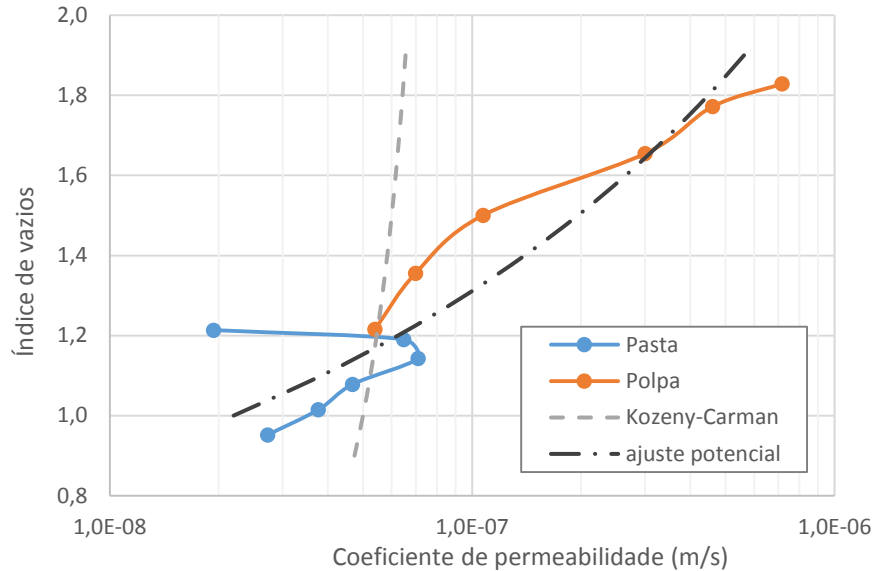


Figura 5.42 – Evolução da permeabilidade com o índice de vazios na pasta e polpa.

Uma vez que o ajuste aos resultados experimentais, utilizando a equação de Kozeny-Carman, não foi satisfatório, procurou-se uma outra equação que permitisse determinar a permeabilidade em função da porosidade. A equação encontrada, representada na Figura 5.42 a traço-ponto, é a seguinte:

$$k(\text{m/s}) = 9 \times 10^{-5} \left(\frac{e}{1 + e} \right)^{12} \quad (5.31)$$

Apesar do ajuste desta equação aos resultados experimentais ser bastante mais satisfatório, recomenda-se muita cautela na sua generalização, tendo em conta as limitações apresentadas nos parágrafos anteriores.

6

CARATERIZAÇÃO DO MATERIAL – Ensaios triaxiais

6.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo, o terceiro dos quatro dedicados à caracterização geotécnica dos rejeitados, são apresentados os ensaios em tensões efetivas, mais concretamente, os ensaios triaxiais. Os ensaios realizados podem ser divididos em três grupos, em função do tipo de amostras utilizado: ensaios com amostras reconstruídas, ensaios com amostras indeformadas e ensaios com amostras não saturadas.

Os ensaios triaxiais com amostras reconstruídas envolveram três tipos de rejeitados: pasta, fração siltosa e fração arenosa da polpa. Realizaram-se ensaios drenados e não drenados, em amostras densas e amostras soltas. O objetivo destes ensaios foi determinar os parâmetros resistentes e a linha dos estados críticos.

Os ensaios triaxiais com amostras indeformadas foram realizados sobre as amostras recolhidas com o amostrador Mostap. No capítulo 4 descreveu-se em pormenor a localização dos pontos de amostragem, a metodologia de recolha, o manuseamento e o armazenamento. Estes ensaios incidiram sobre amostras constituídas por pasta e pela fração siltosa da polpa. Foi excluída a fração arenosa da polpa por não ser possível obter amostras indeformadas desse material. Nos ensaios deste grupo as amostras foram consolidadas isotropicamente, com tensões semelhantes às tensões encontradas *in situ* no momento da recolha. Também neste caso foram realizados ensaios drenados e ensaios não drenados.

Os ensaios triaxiais com amostras não saturadas limitaram-se à pasta, já que não é expectável que os restantes tipos de rejeitados venham a dessaturar. Nestes ensaios foi aplicada uma sucção constante através da técnica de “translação de eixos”, que consiste em aumentar a pressão do ar, por forma a criar uma diferença positiva de pressão em relação à pressão de água, controlando-se desta forma a sucção.

6.2 ENSAIOS TRIAXIAIS EM AMOSTRAS RECONSTRUÍDAS

6.2.1 EQUIPAMENTO

A resistência ao corte dos rejeitados foi determinada através da realização de ensaios triaxiais. Para ter em conta as especificidades do material a ser ensaiado foi necessário efetuar algumas adaptações ao equipamento, designadamente: fabrico de pedestal e topo com lubrificação, sistema para guiar e impedir a rotação do topo, fabrico de um molde e compactador.

De acordo com Jefferies e Been (2006), para ensaios triaxiais em areias, a utilização de pedestais e topos lubrificados é essencial, pois permitem eliminar ou, pelo menos, reduzir substancialmente o efeito de cintagem nas extremidades do provete. Dessa forma consegue-se uma melhor uniformidade de esforços

e deformações. O sistema implementado consistiu na colocação de dois discos de latex, com 0,6 mm de espessura, entre os quais se colocava uma fina camada de pasta lubrificante de baixa volatilidade à base de silicone, *vacuum grease* na terminologia anglo-saxónica. Obviamente que não existindo a habitual restrição aos deslocamentos horizontais, é necessário que o pedestal e o topo sejam mais largos que as amostras, para acomodarem a expansão radial das mesmas.

A utilização dos discos de latex tem como consequência o facto de não poderem ser usadas pedras porosas com diâmetro igual ao diâmetro das amostras. Contudo, tratando-se de siltes e areias, materiais relativamente permeáveis, este não é um problema muito limitador. Jefferies e Been (2006) recomendam a utilização de pedras porosas com 20 mm de diâmetro para amostras com diâmetro de 76 mm. Naturalmente, caso se pretenda utilizar um papel de filtro, este deve ter um diâmetro igual ao da pedra porosa, caso contrário anula o efeito de lubrificação dos anéis de latex.

Na Figura 6.1 pode observar-se um corte esquemático da solução implementada. Note-se que o rebaixo central, onde se coloca a pedra porosa, tem uma profundidade ajustada à espessura da pedra porosa, garantindo que a face superior do papel de filtro fica nivelada com a face superior dos discos de latex. Na Figura 6.2 pode observar-se a placa de topo e o pedestal preparados para receber uma amostra, já com os discos de latex devidamente posicionados.

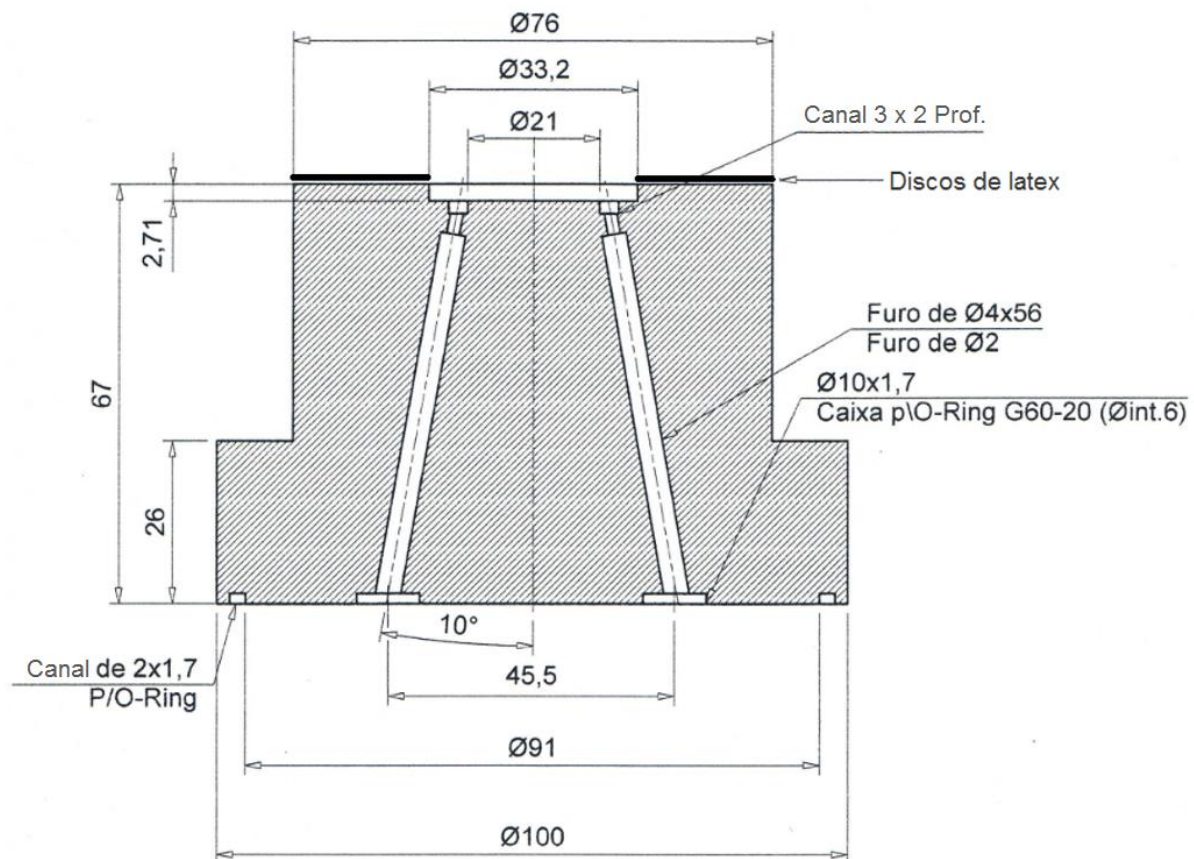


Figura 6.1 – Corte esquemático de um pedestal.

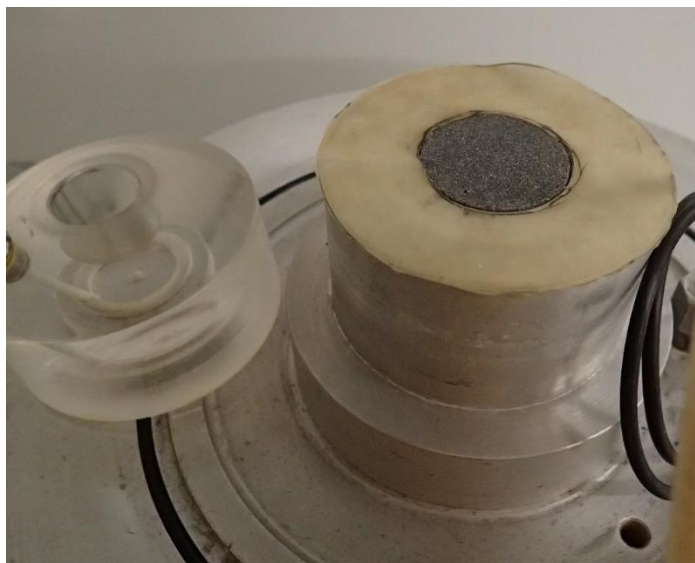


Figura 6.2 – Placa de topo, pedestal e discos de latex.

Tal como os pedestais, também as placas de topo foram adaptadas, por forma a acomodarem os discos de latex que possibilitam a eliminação do efeito de cintagem na extremidade do provete. Adicionalmente, foi necessário restringir os movimentos de rotação. De facto, durante os testes iniciais verificou-se que a rigidez das tubagens era suficiente para causar o empenamento dos provetes durante as fases iniciais de percolação, saturação e consolidação. Invariavelmente esse empenamento tinha como resultado a aplicação de uma carga axial excêntrica que comprometia a análise dos resultados. Decidiu-se portanto criar um sistema que garantisse a verticalidade da placa de topo. O resultado de sucessivas tentativas resultou no protótipo apresentado na Figura 6.3. No pistão fizeram-se marcas a cada 2 mm, para mais facilmente se poder avaliar a deformação axial do provete. Note-se como as extremidades do pistão e da placa de topo foram cortados de viés, para que uma pequena excentricidade na montagem não inviabilizasse o ensaio.

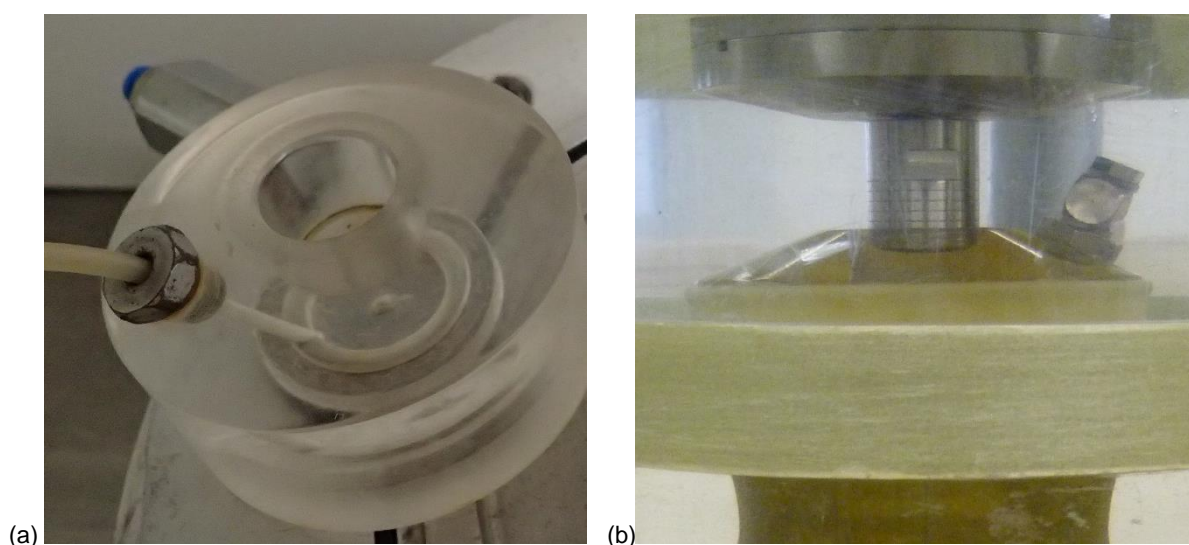


Figura 6.3 – Pormenores do equipamento utilizado: a) Placa de topo com vazamento para guiar o pistão; b) pistão com marcas auxiliares para medição da deformação do provete.

Para auxiliar a preparação de amostras foi fabricado um molde bipartido e respetivo compactador, apresentado na Figura 6.4. Este molde apresenta algumas particularidades: permite o controlo da espessura de cada uma das subcamadas; permite moldar uma amostra com diâmetro inferior ao diâmetro do pedestal; possui um sistema de proteção que permite a utilização de elevada energia de compactação sem danificar a membrana; possui uma alonga que permite a compactação de forma idêntica de todas as camadas; e possui um rebordo que permite pousar a placa de topo sobre a amostra sem lhe aplicar qualquer carga, evitando deformações do provete durante a montagem, antes da aplicação da tensão de confinamento. Todas as esquinas que poderiam entrar em contacto com a membrana foram devidamente afagadas.



Figura 6.4 – Molde bipartido, compactador e acessórios.

6.2.2 DEFORMABILIDADE ELÁSTICA

A deformabilidade elástica dos provetes foi determinada através de *bender elements*. Trata-se de transdutores piezo-elétricos capazes de criar ondas de corte (e de compressão) de muito pequena amplitude que viajam entre o topo e a base do provete. O ensaio consiste em medir o tempo que a onda demora a propagar-se entre o elemento emissor e o elemento recetor. Conhecida a dimensão do provete pode calcular-se a velocidade de propagação, V_s . Com esta velocidade e com a massa volúmica do provete, ρ , calcula-se a rigidez distorcional, G :

$$G = \rho V_s^2 \quad (6.1)$$

A Figura 6.5 mostra um par de *bender elements* montados no pedestal e no topo de uma célula triaxial. Cada um dos elementos pode funcionar como elemento emissor ou recetor. Informação detalhada sobre a utilização de *bender elements* pode ser encontrada em Ferreira (2008).

Em todos os provetes em que se utilizaram *bender elements* foram realizadas medições durante a fase de consolidação, para várias tensões de confinamento.

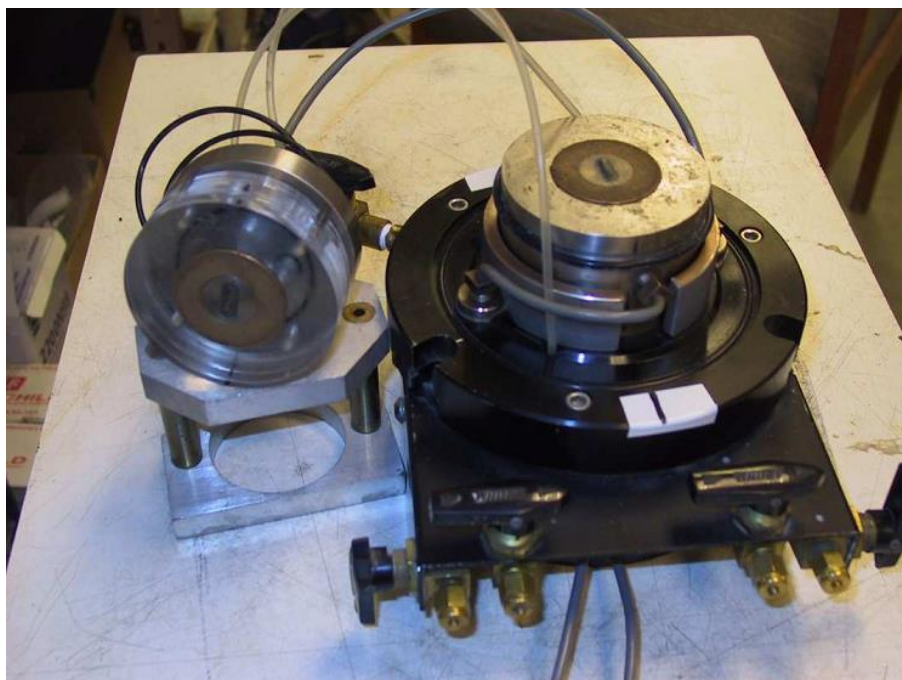


Figura 6.5 – *Bender elements* montados no pedestal e no topo de uma célula triaxial.

6.2.3 PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS

Os provetes foram reconstruídos pelo processo de *moist tamping*. O material a ensaiar foi seco ao ar até que o teor em água se situasse entre 5 a 15%. Seguidamente foi destorroado, homogeneizado e separado em porções de 1200 g que se guardaram em sacos herméticos. Recolheu-se uma subamostra de cada um desses sacos, para determinação da densidade e do teor em água.

Foram preparados vários provetes de cada um dos tipos de material do caso de estudo: pasta, silte e areia. Para cada um dos três tipos de material foram moldados provetes soltos e provetes densos. Para os provetes densos, depois de alguns testes iniciais com o compactador manual, adotou-se um teor em água próximo do teor em água ótimo (determinado pelo ensaio Proctor), que corresponde a 15%. Os provetes tinham 72 mm de diâmetro e 144 mm de altura e foram moldados diretamente sobre o pedestal.

Para se conseguirem provetes homogêneos no que diz respeito ao índice de vazios, foi necessário ter em consideração o adensamento que a compactação de determinada camada provoca nas camadas colocadas anteriormente. Para contrariar esse efeito, o peso do material colocado nas sucessivas camadas foi sendo aumentado da primeira até à última. Neste caso concreto, as amostras foram compactadas em 6 camadas com altura idêntica, sendo o peso da camada i , W_i , calculado pela seguinte equação:

$$W_i = \frac{Vol G (1 + w)}{(1 + e_0) n} \cdot \left(\frac{2 U_n (i - 1)}{1 - n} + 1 + U_n \right) \quad (6.2)$$

onde:

Vol	=	volume da amostra;
G	=	densidade das partículas sólidas;
w	=	teor em água da amostra;
e_0	=	índice de vazios pretendido;
n	=	número de camadas;
U_n	=	fator de sobrecompactação.

O fator de sobrecompactação é o parâmetro que quantifica o adensamento das camadas subjacentes. Durante a realização dos testes iniciais verificou-se que um fator de sobrecompactação de 2% era adequado para amostras soltas ($e_0 \cong 1,4$), enquanto para amostras densas ($e_0 \cong 0,7$) era adequado utilizar um fator de sobrecompactação nulo.

No final da reconstrução dos provetes era necessário aferir as suas dimensões iniciais. Contudo, uma vez que alguns desses provetes eram muito pouco densos, tornava-se difícil a medição do diâmetro utilizando um paquímetro. Para contornar essa dificuldade foram criadas fitas para medição do diâmetro, tal como ilustrado na Figura 6.6. A escala dessas fitas foi distorcida para ter em conta a espessura do papel em que foram impressas e do plástico que as reveste, tendo sido devidamente calibradas em provetes rígidos antes de serem utilizadas.



Figura 6.6 – Calibração das fitas para medição de diâmetro das amostras usando um provete rígido.

A Figura 6.7a ilustra o processo de compactação da amostra, onde se podem observar os batentes do compactador, através dos quais é possível controlar a espessura das camadas. Na Figura 6.7b mostra-se a colocação da placa de topo, que pode ser pressionada, pois fica pousada sobre um rebordo do molde e não sobre a amostra. Os passos seguintes consistem em desdobrar a membrana e colocar os *o-rings*.

Na Figura 6.7c observa-se a desmontagem do molde bipartido. Note-se que os *o-rings* já estão colocados mas apenas são baixados para a sua posição final quando ambas as metades do molde são retiradas. Uma observação atenta desta figura permite constatar a existência de cinco ténues linhas horizontais, correspondentes à transição entre camadas. Na Figura 6.7d mostra-se o aspeto final de uma amostra reconstruída pronta a ser ensaiada. Nesta imagem é notória a sobrelargura da base em relação ao provete, aspeto detalhado na secção 6.2.1, que tem por objetivo minimizar os constrangimentos à expansão radial do provete.



Figura 6.7 – Reconstrução de uma amostra: a) compactação; b) colocação da placa de topo; c) desmontagem do molde; d) aspeto final de uma amostra reconstruída.

Uma outra adaptação, relativamente à prática corrente no laboratório da FEUP, consistiu em fazer percolar dióxido de carbono através da amostra, substituindo o ar existente nos poros. Por se tratar de um gás solúvel, a posterior fase de saturação dos provetes torna-se muito mais rápida e pode ser conseguida com contrapressões bastante mais reduzidas. Tratando-se de solos com elevado teor de finos, com este procedimento conseguiu-se encurtar de forma substancial a duração dos ensaios.

6.2.4 EXECUÇÃO DOS ENSAIOS

Depois de montados os provetes o procedimento experimental passou pelos seguintes passos:

- ainda com o molde a envolver a amostra, aplicou-se 10 kPa de vácuo;
- desmontou-se o molde, encheu-se a câmara, e aplicou-se uma pressão na câmara de 10 kPa, ao mesmo tempo que se libertava o vácuo;
- percolou-se 1 litro de CO₂, o que permitiu que a saturação fosse atingida mais rapidamente e eficientemente, a que se seguiu a percolação com água desaerada;
- saturou-se a amostra aumentando a pressão de água nos poros até 300 kPa (ou mais quando necessário), mantendo uma tensão de confinamento de 10 kPa; a saturação foi verificada através do parâmetro B de Skempton; de acordo com (CEN, 2004d) considerou-se que a amostra estava saturada quando o valor de B era superior a 0,95;
- consolidou-se (isotropicamente) a amostra até à tensão efetiva prevista para o ensaio em causa;
- levou-se a amostra até à rotura, por compressão axial, em condições drenadas ou não drenadas, conforme predefinido para o ensaio em causa; todos os ensaios foram prolongados até uma extensão axial de pelo menos 20%.

6.2.5 MEDIÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS

Os equipamentos laboratoriais padrão utilizados para realização de ensaios triaxiais permitem medir com bastante precisão as tensões e os deslocamentos. A medição do índice de vazios, contudo, é bastante mais complicada, não estando especificada nas diversas normas de ensaio (e.g. ASTM, ou EN 1997).

A limitação na medição do índice de vazios de forma precisa consiste em determinar a variação volumétrica quando o ar presente nos poros é empurrado para fora da amostra ou se dissolve na água. Embora nas argilas se consiga determinar com precisão o teor em água no final do ensaio, uma vez que a amostra pode ser manipulada sem que liberte a água dos poros, tal situação não acontece com siltes e areias.

Durante a realização de ensaios triaxiais é comum a utilização de medidores de volume para determinar a variação de volume da amostra e, desta forma, conhecer o índice de vazios em cada instante. Admitindo que a água é um material incompressível, toda a água que sai ou entra na amostra é registada pelo medidor de volume. Contudo, apenas é possível utilizar estes equipamentos depois da completa saturação da amostra. Durante as fases iniciais de percolação e saturação, a variação volumétrica poderá ser determinada pela variação de volume do líquido da câmara triaxial, caso se trate de uma câmara de parede dupla. Em alternativa pode estimar-se essa mesma variação utilizando instrumentação interna. No entanto, este último método torna a preparação dos provetes bastante mais complexa e demorada. Acresce ainda o facto de ser uma determinação bastante imprecisa, em especial em materiais com elevado teor de finos, como é o caso dos rejeitados.

A técnica desenvolvida na década de 1980 para ultrapassar este problema consiste em congelar o provete no final do ensaio, ainda antes de se remover a amostra da câmara. Esta congelação ligeira (até cerca de -3°C) é suficiente para fixar a água no interior dos poros e permitir que as amostras de silte e areia sejam manipuladas como se tratassem de amostras de argila (Jefferies e Been, 2006).

Nos ensaios triaxiais descritos neste trabalho utilizou-se o seguinte procedimento para determinação do índice de vazios e da variação volumétrica:

- durante a consolidação e o corte utiliza-se um medidor de volume ligado ao pedestal para determinar a quantidade de água que entra ou sai do provete;
- caso se trate de um ensaio triaxial drenado, assim que terminar o ensaio fecham-se as válvulas ligadas ao topo e ao pedestal;
- esvazia-se a câmara; durante esta fase o provete não pode variar de volume porque as ligações do topo e base estão fechadas;
- coloca-se a base da câmara num congelador até que toda a água no interior do provete solidifique (cerca de meia hora é suficiente);
- desmonta-se o provete, pesa-se e coloca-se na estufa, para determinação do teor em água; o processo de desmontagem e pesagem deve ser efetuado tão rápido quanto possível, para que não se perca a água do interior do provete, que entretanto começa a descongelar;
- uma vez que o provete está saturado, conhecendo-se a densidade e o teor em água calcula-se o índice vazios correspondente ao final do ensaio;
- com o índice de vazios final e com o registo da variação volumétrica calcula-se o índice de vazios em todos os instantes desde o final da saturação até ao final do ensaio.

Na Figura 6.8 apresenta-se um provete logo após ser retirado do congelador.

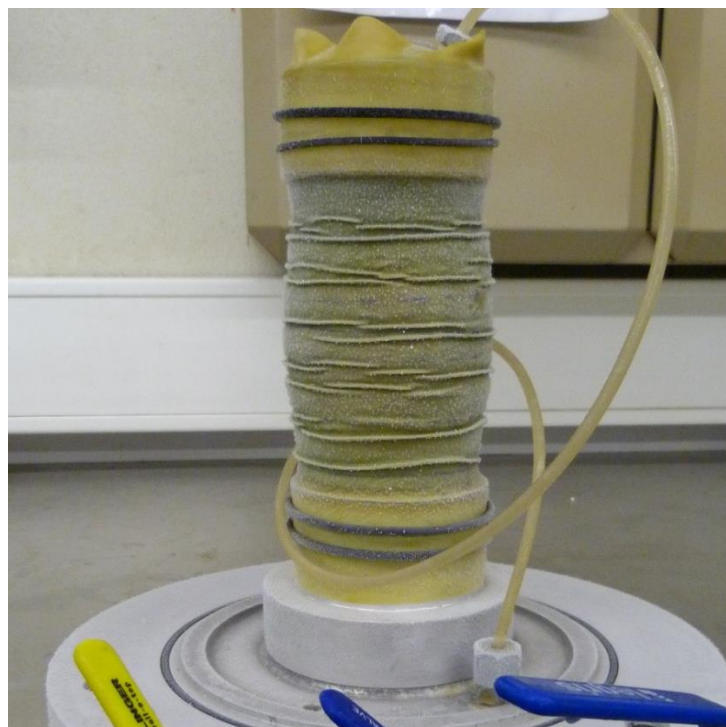


Figura 6.8 – Provete e base da câmara triaxial após congelação.

6.2.6 PROGRAMA DE ENSAIOS

Todos os ensaios apresentados nesta secção foram realizados em condições saturadas, em provetes consolidados isotropicamente, e levados à rotura por compressão axial por um carregamento com taxa de deformação constante no tempo.

Foram moldados 21 provetes, 7 em cada material, tal como consta no Quadro 6.1. A designação BE associada ao tipo de ensaio refere-se à utilização de *bender elements*. Numa fase posterior, realizaram-se dois ensaios adicionais com provetes de pasta e um ensaio adicional com um provete de areia, totalizando 9 e 8 ensaios em cada um dos materiais, respetivamente.

Quadro 6.1 – Resumo dos ensaios triaxiais em amostras reconstruídas

Proвете	σ'_{h0} (kPa)	e_0 (qualitativo)	Tipo de ensaio	Tipo de material
PCIDC	70	Denso ($e_0 < e_c$)	CID	Pasta
PCIDF	70	Denso ($e_0 < e_c$)	CID	
PCIUA	100	Solto ($e_0 \approx 1,3$)	CIU	
PCIDB	200	Denso ($e_0 < e_c$)	CID	
PCIDD	200	Denso ($e_0 < e_c$)	CID	
PCIUB	400	Solto ($e_0 \approx 1,3$)	CIU	
PCIDA	400	Solto ($e_0 \approx 1,3$)	CID	
PCIDE	700	Solto ($e_0 \approx 1,3$)	CID / BE	
PCIUC	700	Denso ($e_0 < e_c$)	CIU / BE	
SCIDB	70	Denso ($e_0 < e_c$)	CID	Silte
SCIUA	100	Solto ($e_0 \approx 1,4$)	CIU	
SCIDD	200	Denso ($e_0 < e_c$)	CID	
SCIUB	400	Solto ($e_0 \approx 1,4$)	CIU	
SCIDA	400	Solto ($e_0 \approx 1,4$)	CID	
SCIDC	700	Solto ($e_0 \approx 1,4$)	CID / BE	
SCIUC	700	Denso ($e_0 < e_c$)	CIU / BE	
ACIDC	70	Denso ($e_0 < e_c$)	CID	Areia
ACIUB	100	Solto ($e_0 \approx 1,0$)	CIU	
ACIDD	200	Denso ($e_0 < e_c$)	CID	
ACIUA	400	Solto ($e_0 \approx 1,0$)	CIU	
ACIDA	400	Solto ($e_0 \approx 1,0$)	CID	
ACIUC	400	Solto ($e_0 \approx 1,0$)	CIU	
ACIDB	700	Solto ($e_0 \approx 1,0$)	CID / BE	
ACIUD	700	Denso ($e_0 < e_c$)	CIU / BE	

Durante a realização dos ensaios verificou-se que o índice de vazios inicial dos provetes era muito afetado pela fases de percolação, saturação e consolidação. Por muito elevado que fosse o índice de

vazios conseguido durante a moldagem dos provetes, no início do corte a gama de índices de vazios era já bastante estreita, como se verá nos pontos seguintes.

6.2.7 RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS EM AMOSTRAS RECONSTRUÍDAS

6.2.7.1 Deformabilidade elástica

Nos ensaios em que se usaram *bender elements* mediu-se a deformabilidade elástica da pasta durante a aplicação das tensões de confinamento, estando os principais resultados representados nos gráficos da Figura 6.9. Estes ensaios foram realizados sobre um provete pouco compactado (PCIDE) e sobre um provete mais denso (PCIUC).

Tal como referido anteriormente, embora o índice de vazios no início da preparação dos provetes fosse bastante díspar, essas diferenças foram-se atenuando no decurso do ensaio, em especial durante a fase de percolação. Durante a consolidação do provete mais denso (PCIUC) a variação do índice de vazios foi de 0,73 para 0,63 enquanto no provete pouco compactado (PCIDE) o índice de vazios variou de 1,04 para 0,71. Esta gama de variação tem uma boa correspondência com os índices de vazios do caso de estudo. A diferença de resultados entre os dois provetes, observável na Figura 6.9 a), é uma consequência direta do índice de vazios de cada um deles. O provete PCIDE tinha um índice de vazios mais alto sendo portanto mais deformável.

Os resultados foram ajustados usando um modelo típico da elasticidade dos rejeitados (Jefferies e Been, 2006), traduzido pela equação seguinte:

$$G_0 = \frac{A}{(e - e_{min})} \cdot \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^b \quad (6.3)$$

onde p_{ref} corresponde a uma tensão de referência, considerada por convenção igual a 100 kPa. Depois de ajustados, obtiveram-se os seguintes valores para os parâmetros da pasta: $A = 22,8 \text{ MPa}$; $e_{min} = 0,51$; e $b = 0,36$. A estes valores correspondem as duas linhas representadas na Figura 6.9 a). Essas linhas apresentam alguma ondulação, que resulta dos pares de valores p' e e utilizados, já que se tratam de valores reais obtidos nos ensaios.

Na Figura 6.9 b) compara-se os valores obtidos nos dois ensaios com o valor do modelo depois de ajustados os parâmetros, verificando-se que existe uma excelente correlação. Caso o ajuste fosse perfeito, os pontos estariam posicionados sobre a linha de equivalência. O afastamento de cada ponto em relação a esta linha corresponde, portanto, à diferença entre a deformabilidade elástica real e a prevista pela equação (6.3).

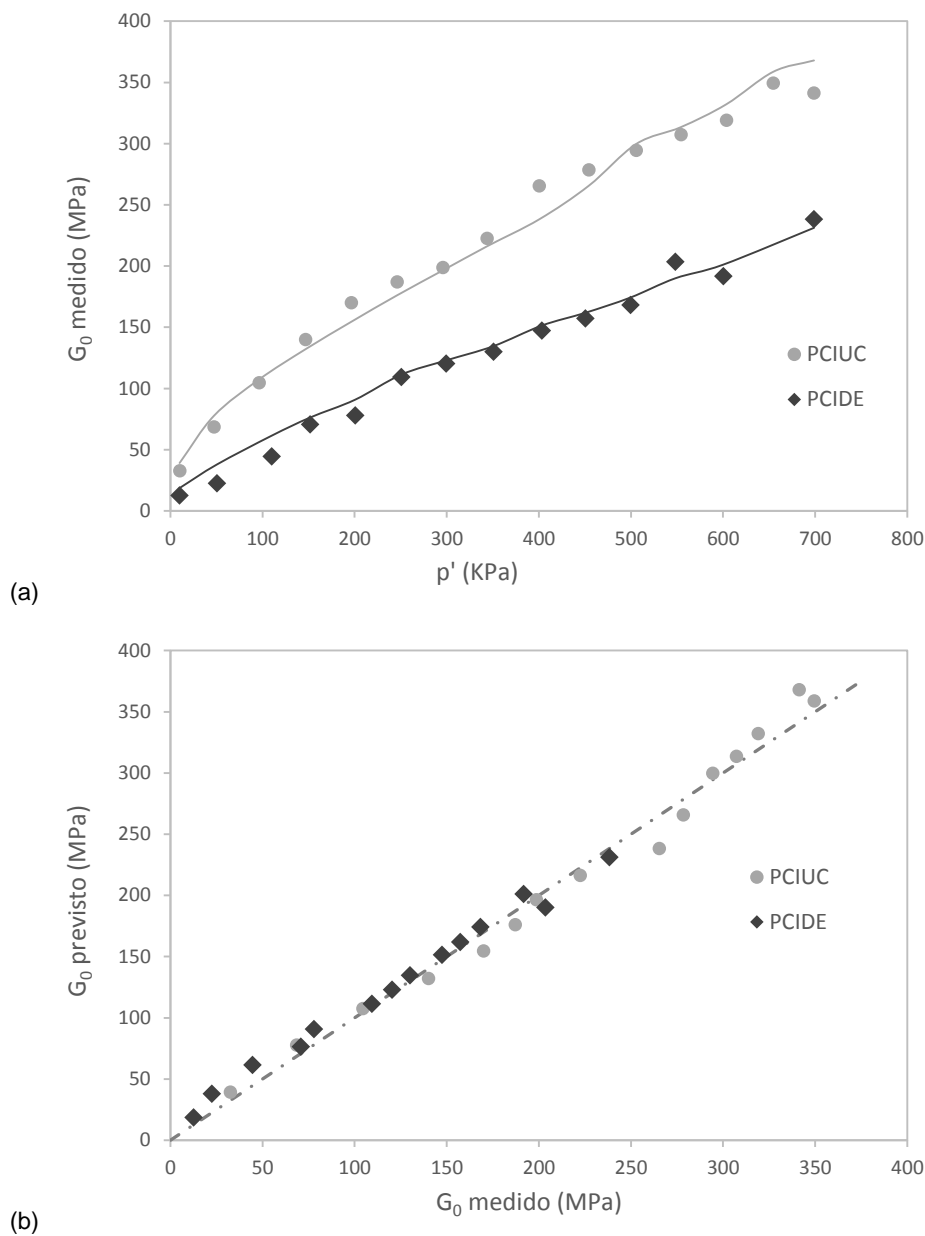


Figura 6.9 – Deformabilidade elástica da pasta: a) resultados dos ensaios; b) ajuste dos parâmetros.

Tal como no caso da pasta, também se determinou a deformabilidade elástica dos siltes, cujos resultados se apresentam na Figura 6.10. Neste caso, as medições foram efetuadas nos provetes SCIDC e SCIUD. Durante a consolidação o índice de vazios variou entre 1,17 e 0,85 (no provete SCIDC) e entre 0,95 e 0,78 (no provete SCIUC). Na Figura 6.10 a) apresentam-se os resultados em bruto e na Figura 6.10 b) a comparação dos resultados dos ensaios com os resultados previstos pelo modelo estabelecido pela equação (6.3). No caso dos siltes as diferenças entre os resultados experimentais e o modelo teórico são um pouco maiores do que na pasta. Desta feita os parâmetros de ajuste desta equação foram: $A = 46,8 \text{ MPa}$; $e_{min} = 0,61$; e $b = 0,645$.

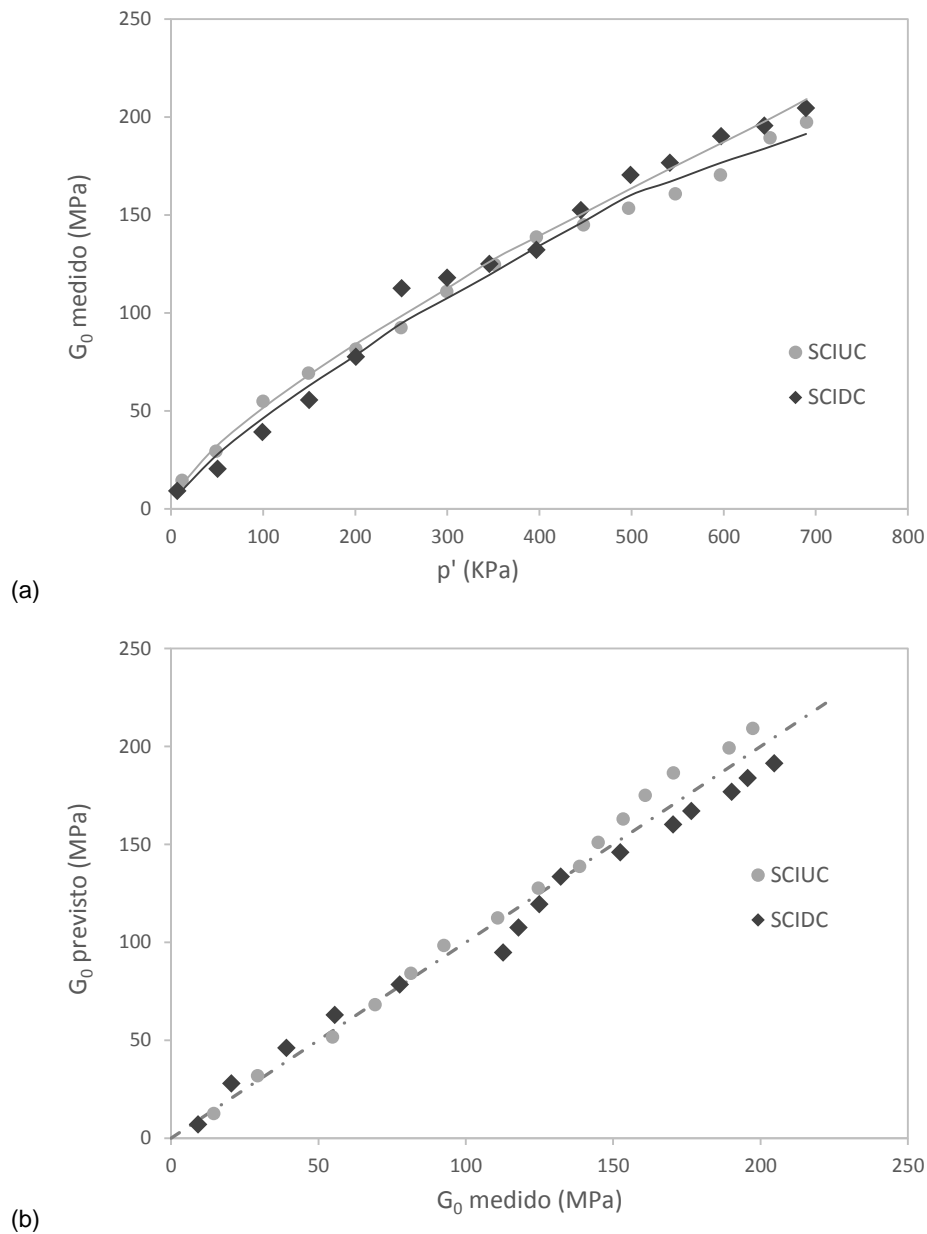


Figura 6.10 – Deformabilidade elástica dos siltes: a) resultados dos ensaios; b) ajuste dos parâmetros.

O procedimento descrito nos parágrafos anteriores foi também aplicado à fração arenosa dos rejeitados, conforme se pode observar na Figura 6.11. As medições foram efetuadas no provete ACIUD, em que o índice de vazios variou entre 0,70 e 0,67, e no provete ACIDB, em que o índice de vazios variou entre 1,02 e 0,82.

Tal como se pode observar na Figura 6.10 a) o provete ACIUD, sendo bastante mais denso, apresenta uma deformabilidade bastante mais reduzida. Na Figura 6.10 b) apresenta-se a comparação dos resultados dos ensaios com os resultados previstos pelo modelo de estabelecido pela equação (6.3), onde se nota uma excelente correlação. Neste caso os parâmetros de ajuste do modelo foram: $A = 31,3 \text{ MPa}$; $e_{min} = 0,39$; e $b = 0,45$.

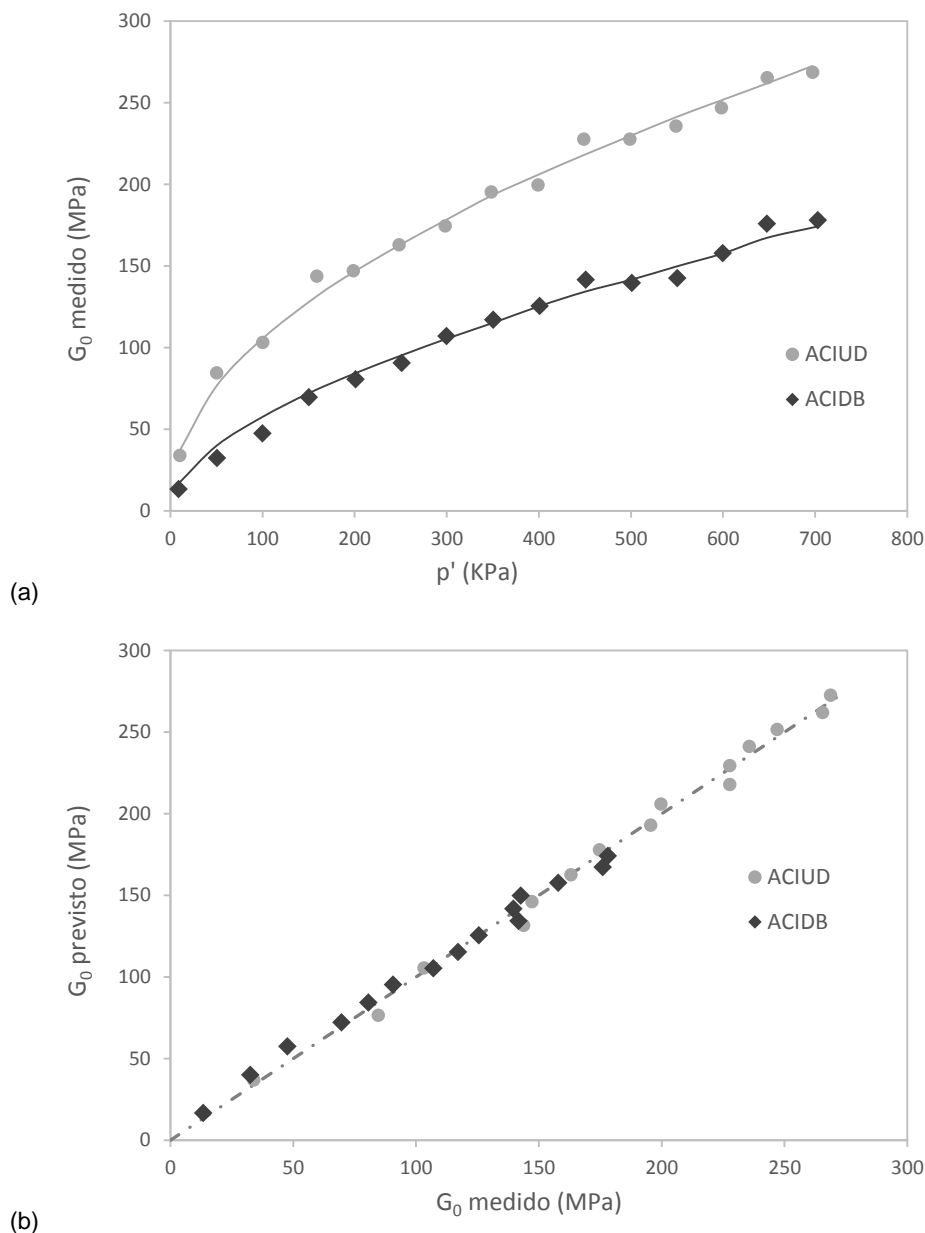


Figura 6.11 – Deformabilidade elástica das areias: a) resultados dos ensaios; b) ajuste dos parâmetros.

6.2.7.2 Parâmetros de resistência e linha dos estados críticos

Pasta

A determinação dos parâmetros de resistência e da linha dos estados críticos na pasta foi efetuada através de nove ensaios triaxiais, cujas principais características se resumem no Quadro 6.2.

Prepararam-se provetes densos e provetes soltos, recorrendo à técnica de *moist tamping*. O teor em água inicial situava-se entre os 5 e os 10%. Na preparação dos provetes densos (PCIDC, PCIDF, PCIDB, PCIDD e PCIUC) aplicaram-se elevadas energias de compactação, tentando obter provetes com índice de vazios inferior ao índice de vazios crítico (dilatantes). Obtiveram-se índices de vazios próximos de 0,8. Nos provetes soltos foi efetuada uma compactação ligeira, originando provetes com índice de vazios de aproximadamente 1,3.

Note-se, contudo, que as grandes diferenças iniciais entre o índice de vazios das amostras densas e soltas se esbateram nas fases de percolação e consolidação dos ensaios. Atente-se no valor do índice de vazios dos provetes no início do corte, apresentado na última coluna do Quadro 6.2. Tal como se pode observar, apesar da disparidade do índice de vazios obtido na moldagem dos provetes, no início da fase de corte os índices de vazios eram bastante próximos. Nos nove ensaios triaxiais realizados sobre amostras de pasta o índice de vazios no início da fase de corte variou apenas entre 0,635 e 0,821. Este intervalo de variação resulta da diferente energia de compactação utilizada na moldagem dos provetes mas, sobretudo, da magnitude da tensão de confinamento, σ'_{h0} , aplicada durante a fase de consolidação.

Quadro 6.2 – Resumo dos ensaios triaxiais em amostras de pasta

Proвете	σ'_{h0} (kPa)	e_0 (qualitativo)	Tipo de ensaio	e_0^*
PCIDC	70	Denso ($e_0 < e_c$)	CID	0,809
PCIDF	70	Denso ($e_0 < e_c$)	CID	0,717
PCIUA	100	Solto ($e_0 \approx 1,3$)	CIU	0,821
PCIDB	200	Denso ($e_0 < e_c$)	CID	0,753
PCIDD	200	Denso ($e_0 < e_c$)	CID	0,666
PCIUB	400	Solto ($e_0 \approx 1,3$)	CIU	0,701
PCIDA	400	Solto ($e_0 \approx 1,3$)	CID	0,724
PCIDE	700	Solto ($e_0 \approx 1,3$)	CID / BE**	0,708
PCIUC	700	Denso ($e_0 < e_c$)	CIU / BE**	0,635

* Índice de vazios no início da fase de corte dos provetes

** Ensaios com *bender elements*.

Nas figuras seguintes apresenta-se uma coletânea dos principais resultados dos ensaios triaxiais realizados sobre provetes reconstruídos de pasta. Por uma questão de simplicidade e para facilitar a leitura e comparação, separaram-se os ensaios drenados dos ensaios não drenados. Nas várias figuras representa-se: com uma linha verde, a traço interrompido, a linha do estado crítico (CSL); com um círculo o ponto correspondente ao início do ensaio; com uma cruz o ponto correspondente ao final do ensaio.

Na Figura 6.12 apresentam-se os resultados dos seis ensaios triaxiais drenados realizados em amostras de pasta. Estes resultados merecem alguns comentários, que constam dos parágrafos seguintes.

Em nenhum provete se nota a existência de uma resistência de pico (Figura 6.12a). Mesmo no provete PCIDF, a dilatância é reduzida e insuficiente para causar a redução da resistência ao corte.

O conjunto dos ensaios define, de forma muito clara, uma envolvente de rotura sem curvatura e sem coesão efetiva (Figura 6.12b). Dada a natureza siltosa das partículas, a inexistência de coesão efetiva vai de encontro às expectativas.

Na Figura 6.12c está representada a variação volumétrica dos provetes ao longo dos ensaios. Neste gráfico, tal como nos seguintes, as extensões volumétricas positivas representam diminuição de volume dos provetes. Dos seis ensaios drenados apenas o provete PCIDF apresenta comportamento dilatante (Figura 6.12c). Tal como é típico em provetes com índice de vazios inferior ao índice de vazios crítico,

começa por existir uma contração, a que se segue um aumento de volume. Neste caso concreto, o aumento de volume foi escasso, não ultrapassando 1% do volume da amostra.

Na Figura 6.12d nota-se que em dois ensaios (PCIDE e PCIDD) não se atingiu o estado crítico da pasta. Este facto deve-se, em parte, ao facto de se ter assumido que o estado crítico seria atingido quando a extensão axial é 20%, o que nem sempre acontece, ou seja, seria conveniente que os ensaios atingissem extensões superiores, o que nem sempre é possível devido a limitações físicas do equipamento.

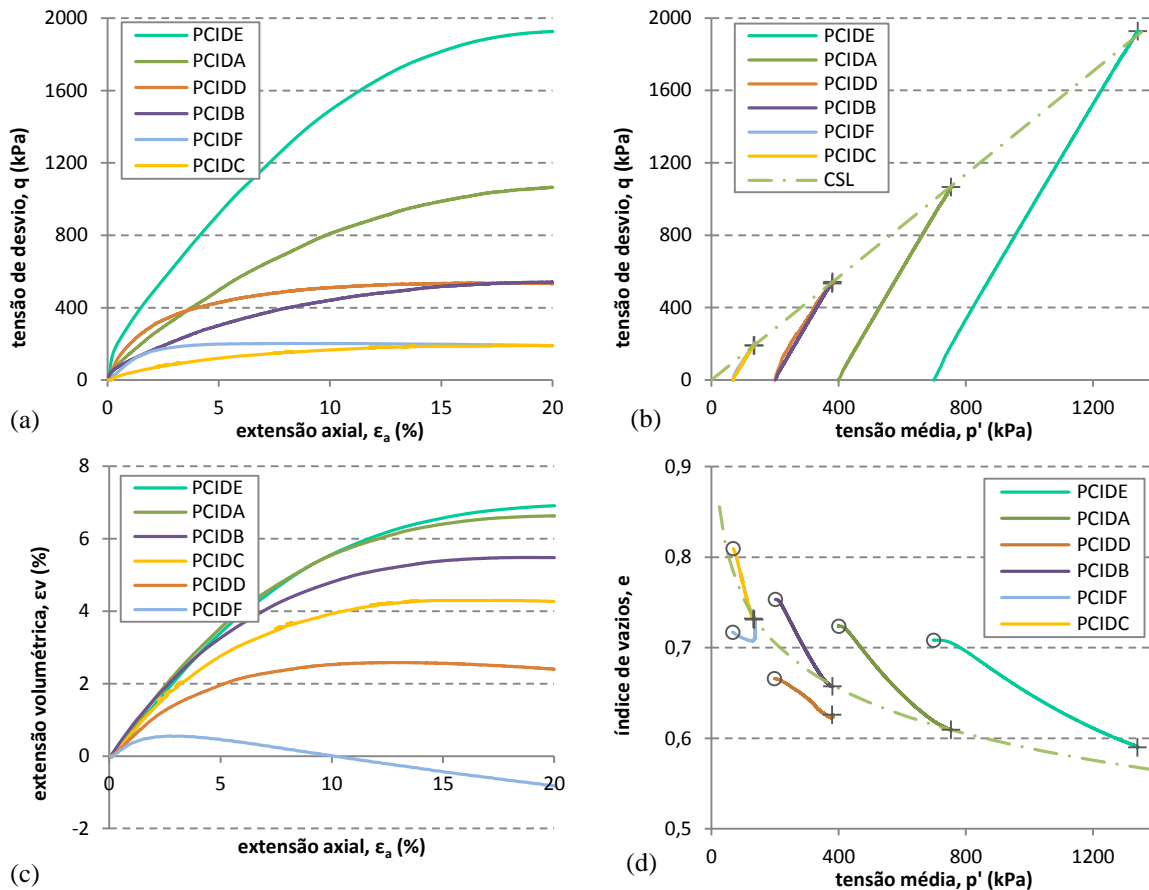


Figura 6.12 – Compilação dos resultados dos ensaios triaxiais drenados na pasta.

Na Figura 6.13 apresentam-se os resultados dos três ensaios triaxiais não drenados realizados em amostras de pasta.

Nos três ensaios não drenados, a linha dos estados críticos é atingida para extensões axiais próximas de 2%, tal como se depreende da análise conjunta da Figura 6.13a e Figura 6.13b. A partir do ponto em que a trajetória toca a linha dos estados críticos ocorre uma redução da pressão neutra (Figura 6.13c) levando ao endurecimento da amostra e consequente aumento da tensão de corte resistente até final do ensaio. Na Figura 6.13d pode observar-se que o estado final dos três ensaios (identificado pelas cruzes pretas) se posiciona sobre a linha dos estados críticos.

Através da Figura 6.13b verificou-se que a envolvente de rotura definida pelos ensaios não drenados é comum à dos ensaios drenados.

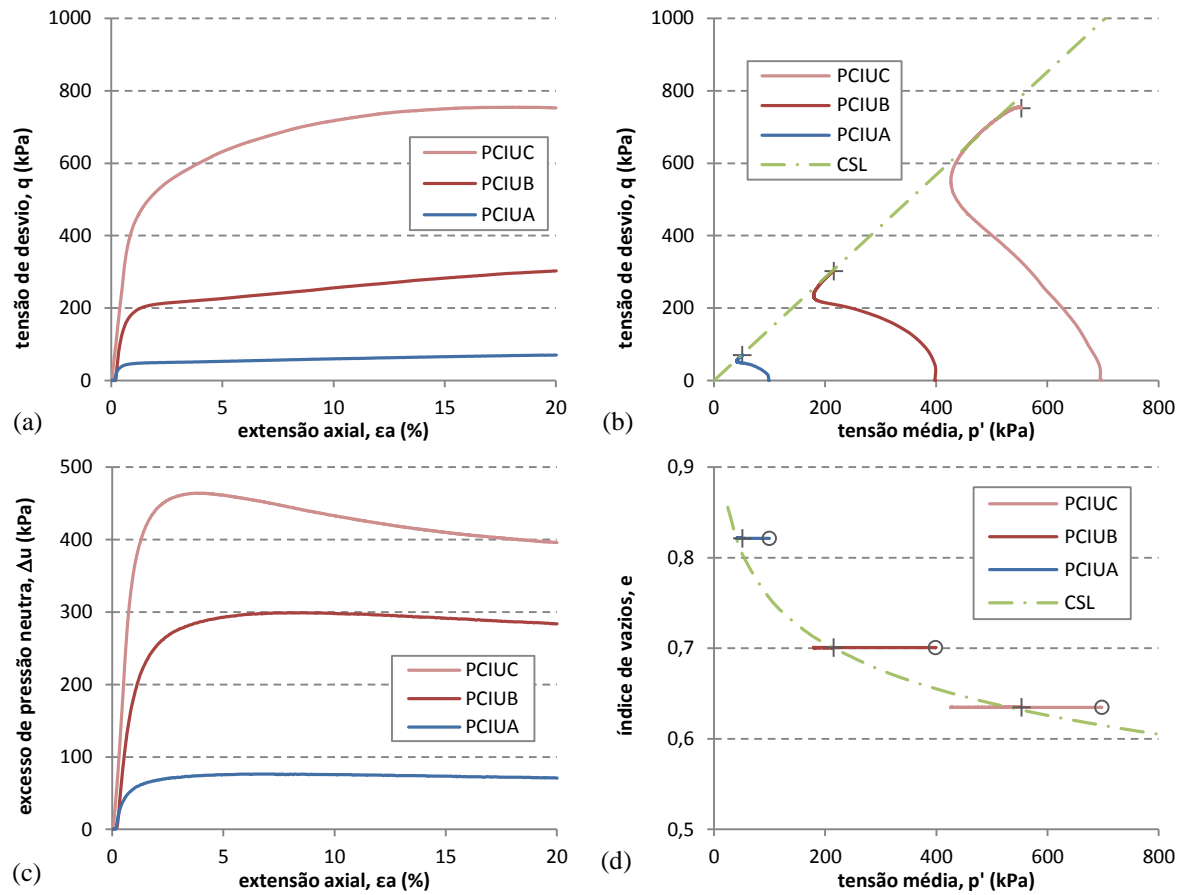


Figura 6.13 – Compilação dos resultados dos ensaios triaxiais não drenados na pasta.

A partir dos resultados dos nove ensaios realizados com amostras de pasta (drenados e não drenados) determinou-se a linha dos estados críticos. Esta linha corresponde à reta que melhor aproxima o estado final dos ensaios triaxiais quando representados num gráfico com o índice de vazios, e , no eixo vertical e o logaritmo da tensão média, $\log p'$, no eixo horizontal.

O primeiro passo na definição da CSL consistiu em examinar os resultados dos ensaios e identificar o estado crítico. Nos ensaios drenados, o estado crítico é atingido quando o índice de vazios se mantém constante, ou seja, quando a variação volumétrica é nula. Nos ensaios não drenados não há variação volumétrica, pelo que o estado crítico pode ser identificado pela constância da tensão neutra.

Na Figura 6.14, onde se representam as trajetórias dos nove ensaios triaxiais, o estado crítico de cada ensaio é identificado pela cruz preta. Nos ensaios não drenados o estado crítico está localizado sensivelmente a meio da trajetória de tensões, já que, como se pode observar na Figura 6.13d, a pressão neutra reduz-se na parte final do ensaio.

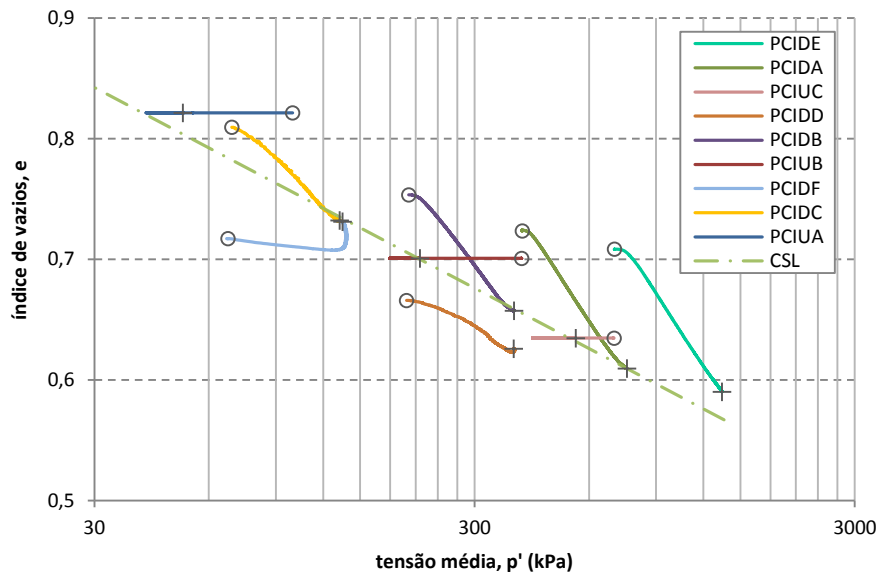


Figura 6.14 – Evolução do índice de vazios e linha dos estados críticos dos ensaios triaxiais na pasta.

A linha dos estados críticos é definida pela equação seguinte:

$$e_c = \Gamma - \lambda_{10} \log(p') \quad (6.4)$$

onde e_c é o índice de vazios no estado crítico e λ_{10} e Γ as propriedades dos rejeitados, designadamente, a inclinação da linha dos estados críticos e a ordenada na origem, ou seja, o índice de vazios crítico quando a tensão média é 1 kPa.

A equação que melhor se ajusta aos nove ensaios realizados encontra-se representada pela linha a verde na Figura 6.14. Os parâmetros que lhe correspondem são: $\lambda_{10} = 0,166$ e $\Gamma = 1,088$. Analisando a figura, pode verificar-se que existem dois pontos posicionados fora da linha. Mesmo nesses pontos a distância entre o estado crítico atingido e a linha dos estados críticos, Δe , é inferior a 0,03, pelo que se pode considerar que a qualidade dos dados obtidos é excelente.

A envolvente de rotura de um solo pode ser determinada diretamente a partir da linha de estados críticos. Representando os resultados dos ensaios triaxiais no plano $p' - q$, a linha dos estados críticos é caracterizada pela reta de equação:

$$q = M_{tc} p' \quad (6.5)$$

onde q representa a tensão de corte, p' a tensão efetiva média e M_{tc} o rácio de tensões no estado crítico. O índice tc utiliza-se quando este rácio é determinado através de ensaios triaxiais de compressão clássicos. No caso da pasta, a linha dos estados críticos no plano $p' - q$ está representada na Figura 6.12b e na Figura 6.13b pela reta a verde, cujo parâmetro M_{tc} toma o valor de 1,421. A este valor corresponde um ângulo de atrito de $35,1^\circ$, tal como definido pela equação:

$$M_{tc} = \frac{6 \sin(\phi'_c)}{3 - \sin(\phi'_c)} \quad (6.6)$$

Silte

Tal como para a pasta, também para a fração siltosa dos rejeitados se realizou um conjunto de ensaios triaxiais com o objetivo de caraterizar o seu comportamento mecânico. Assim sendo, moldaram-se sete provetes, cujas principais características se resumem no Quadro 6.3. Quatro provetes foram apenas ligeiramente compactados, enquanto nos restantes três aplicaram-se elevadas energias de compactação tentando obter provetes dilatantes. Tal como na pasta, as fases prévias dos ensaios com silte, em especial a percolação, provocaram uma redução do índice de vazios muito substancial. No início da fase de corte o índice de vazios variava entre 0,778 e 1,008.

Quadro 6.3 – Resumo dos ensaios triaxiais em amostras de silte

Proвете	σ'_{h0} (kPa)	e_0 (qualitativo)	Tipo de ensaio	e_0^*
SCIDB	70	Denso ($e_0 < e_c$)	CID	0,919
SCIUA	100	Solto ($e_0 \approx 1,4$)	CIU	1,008
SCIDD	200	Denso ($e_0 < e_c$)	CID	0,832
SCIUB	400	Solto ($e_0 \approx 1,4$)	CIU	0,844
SCIDA	400	Solto ($e_0 \approx 1,4$)	CID	0,879
SCIDC	700	Solto ($e_0 \approx 1,4$)	CID / BE	0,850
SCIUC	700	Denso ($e_0 < e_c$)	CIU / BE	0,778

* Índice de vazios no início da fase de corte dos provetes

** Ensaios com *bender elements*.

Na Figura 6.15 apresenta-se uma sobreposição dos principais resultados dos ensaios triaxiais drenados realizados sobre provetes reconstruídos de silte. Também no caso do silte se separaram os ensaios drenados dos ensaios não drenados, para facilitar a sua interpretação.

Nos quatro ensaios aqui representados ocorrerem reduções do índice de vazios dos provetes durante a fase de corte. Inclusivamente nos ensaios com provetes densos que, aparentemente, tinham um índice de vazios inferior ao crítico, tal como mostra a Figura 6.15d, não houve uma aproximação à linha dos estados críticos. Naturalmente, a extensão volumétrica foi mais elevada nos provetes menos densos, SCIDC e SCIDA, que simultaneamente estiveram sujeitos a maiores tensões de confinamento. A envolvente de rotura, representada na Figura 6.15b, é reta e passa pela origem, permitindo concluir que a coesão efetiva é nula.

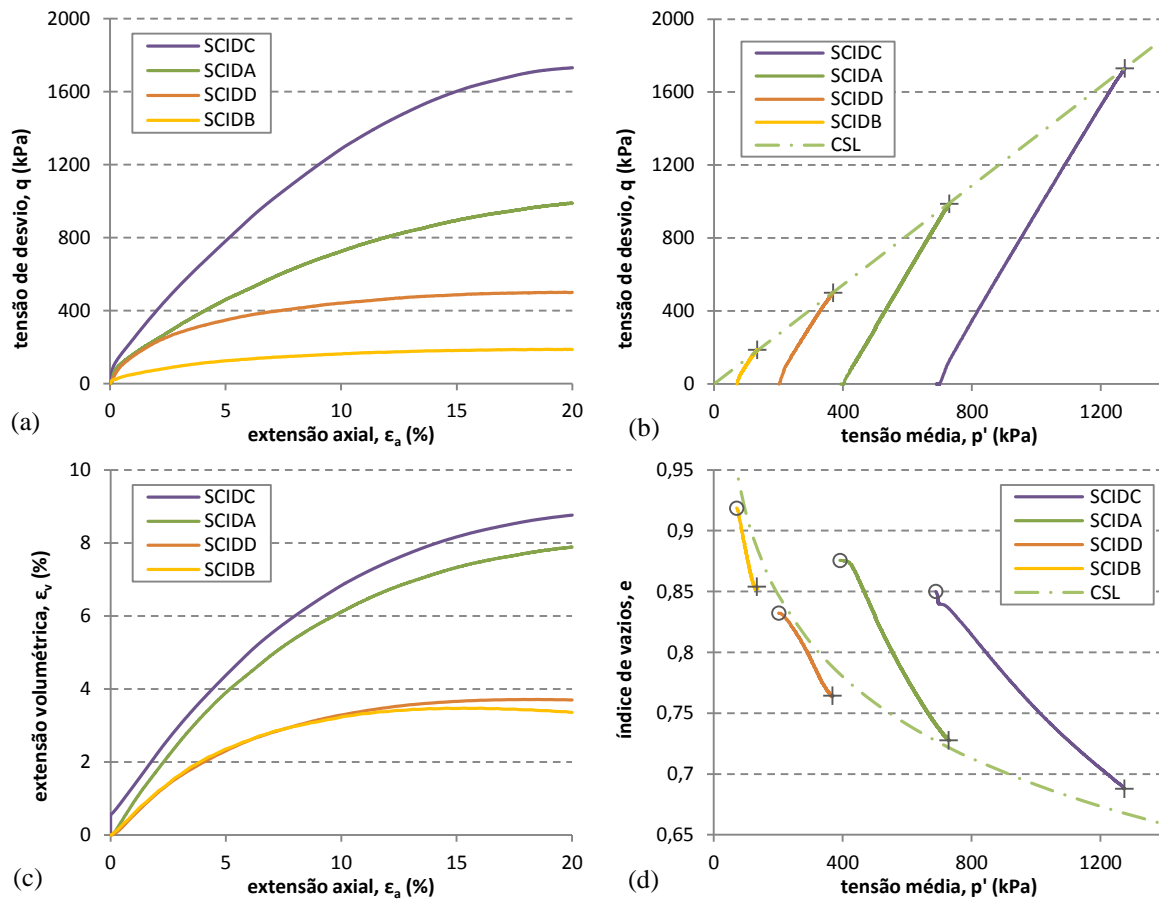


Figura 6.15 – Compilação dos resultados dos ensaios triaxiais drenados no silte.

Relativamente aos ensaios não drenados, cujos resultados se representam na Figura 6.16, o comportamento é semelhante ao das amostras de pasta: a linha dos estados críticos é atingida para extensões axiais inferiores a 5%; a partir desse ponto ocorre o endurecimento das amostras associado a um aumento da resistência ao corte.

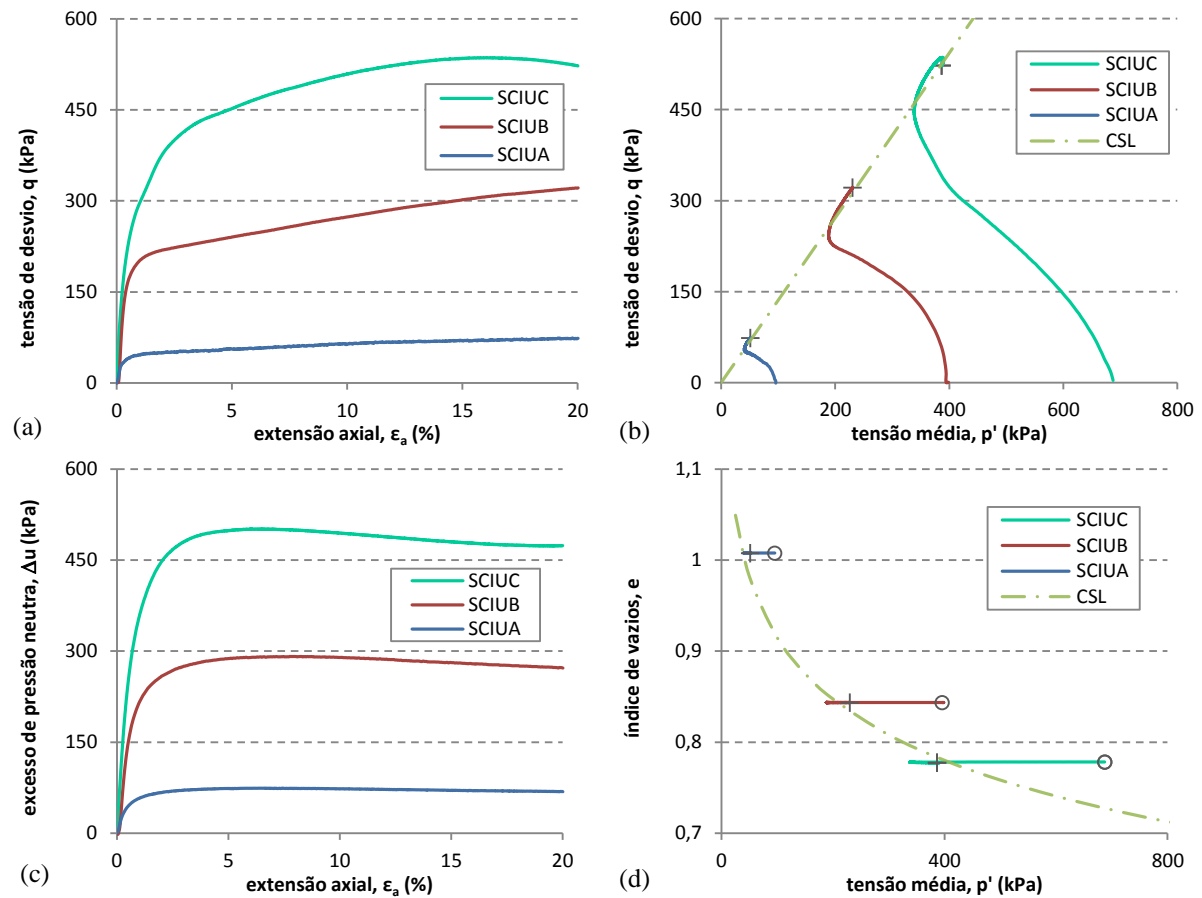


Figura 6.16 – Compilação dos resultados dos ensaios triaxiais não drenados no silte.

A linha dos estados críticos do silte, já presente nas duas figuras anteriores, foi definida através dos resultados dos sete ensaios, tal como ilustra a Figura 6.17. A equação (6.4) foi ajustada aos resultados usando o método dos mínimos quadrados, tendo-se obtido os seguintes parâmetros: $\lambda_{10} = 0,224$ e $\Gamma = 1,362$. Todos os ensaios terminam muito perto da linha dos estados críticos assim definida, sendo a diferença máxima entre o estado crítico atingido e a linha dos estados críticos inferior a $\Delta e = 0,05$.

No plano $p' - q$, Figura 6.15b e Figura 6.16b, a linha dos estados críticos é, nada mais nada menos, do que a envolvente de rotura em tensões efetivas. Neste caso, o parâmetro M_{tc} toma o valor de 1,358, a que corresponde um ângulo de atrito de $33,6^\circ$.

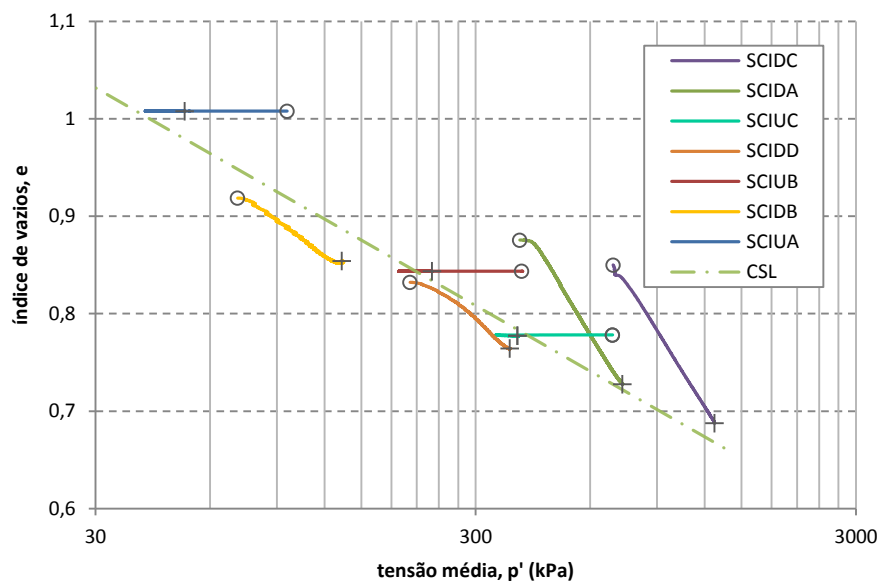


Figura 6.17 – Evolução do índice de vazios e linha dos estados críticos dos ensaios triaxiais no silte.

Areia

De forma muito semelhante ao que foi efetuado para a pasta e o para silte, foram realizados oito ensaios triaxiais com o objetivo de caraterizar o comportamento mecânico da fração arenosa dos rejeitados. No Quadro 6.4 resumem-se as principais caraterísticas destes ensaios. Três dos provetes foram compactados com elevada energia de compactação, numa tentativa de obter provetes dilatantes. Os restantes provetes foram reconstruídos através de uma compactação ligeira. Nos provetes de areia solta a fase de percolação provocou uma drástica redução do índice de vazios. No início da fase de corte o índice de vazios variava entre 0,667 e 0,933.

Quadro 6.4 – Resumo dos ensaios triaxiais em amostras de areia

Proвете	σ'_{h0} (kPa)	e_0 (qualitativo)	Tipo de ensaio	e_0^*
ACIDC	70	Denso ($e_0 < e_c$)	CID	0,705
ACIUB	100	Solto ($e_0 \approx 1,4$)	CIU	0,933
ACIDD	200	Denso ($e_0 < e_c$)	CID	0,686
ACIUC	400	Solto ($e_0 \approx 1,4$)	CIU	0,814
ACIDA	400	Solto ($e_0 \approx 1,4$)	CID	0,900
ACIUA	400	Solto ($e_0 \approx 1,0$)	CIU	0,702
ACIDB	700	Solto ($e_0 \approx 1,4$)	CID / BE	0,823
ACIUD	700	Denso ($e_0 < e_c$)	CIU / BE	0,667

* Índice de vazios no início da fase de corte dos provetes

** Ensaios com *bender elements*.

Na Figura 6.18 apresentam-se os resultados dos ensaios drenados. Analisando a Figura 6.18c pode verificar-se que as duas amostras densas (ACIDD e ACIDC) são dilatantes. Como consequência, a Figura 6.18a mostra a existência de uma resistência de pico, que ocorre para extensões axiais próximas de 2%. Com estes quatro ensaios consegue definir-se a envolvente de rotura, que se representa na Figura 6.18b. Na Figura 6.18d pode observar-se que o estado crítico obtido em cada ensaio se localiza sobre, ou muito perto, da linha dos estados críticos da fração arenosa.

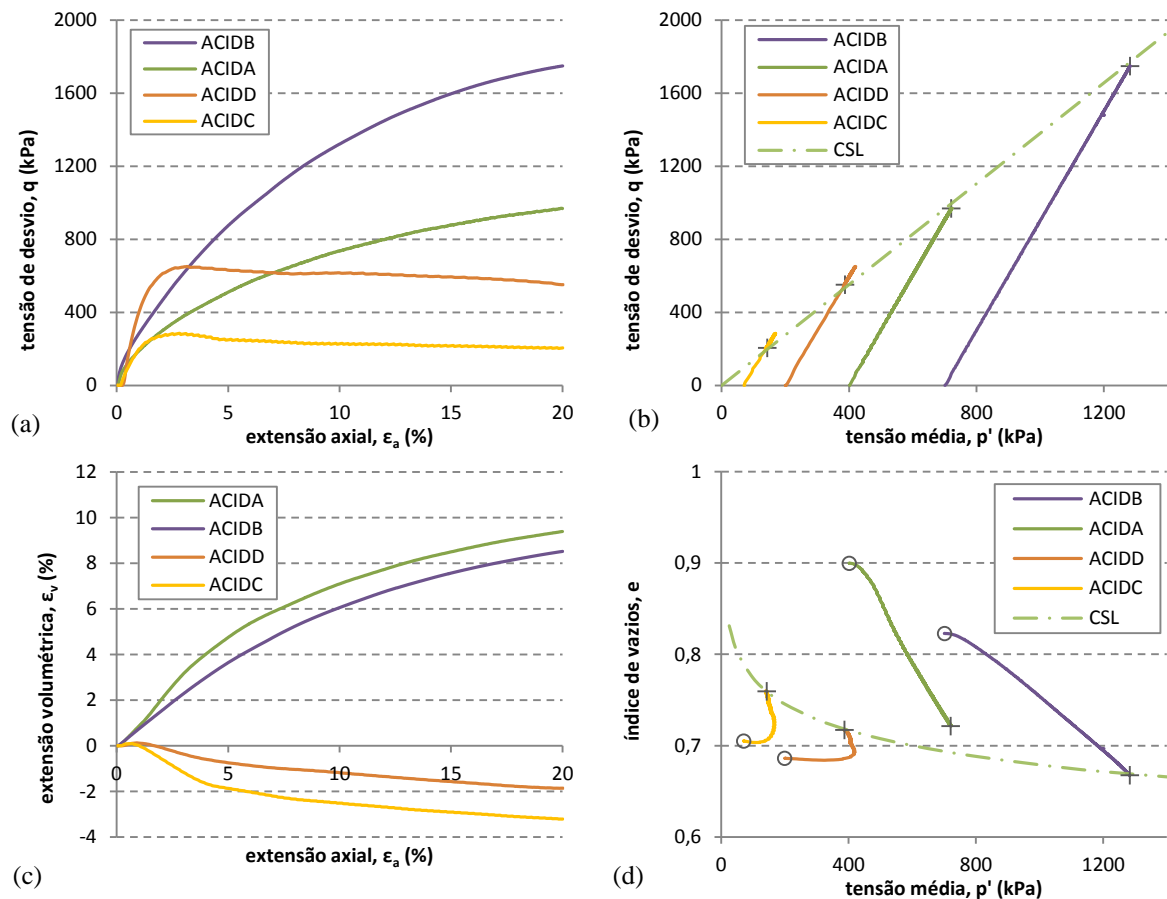


Figura 6.18 – Compilação dos resultados dos ensaios triaxiais drenados na areia.

Na Figura 6.19 resumem-se os principais resultados dos ensaios triaxiais não drenados. De forma bastante inequívoca, verifica-se que o estado crítico é atingido para extensões axiais entre os 10 e 15%. Verifica-se ainda que três das amostras sofrem um amolecimento muito acentuado. No caso da amostra ACIUB (Figura 6.20) chega mesmo a ocorrer o fenómeno de liquefação, durante o qual a tensão neutra iguala a tensão de confinamento e as tensões efetivas se anulam. Quando isto acontece há uma total perda de resistência e o provete desmorona-se ao mínimo contacto. O provete ACIUD, pelo contrário, apresenta um comportamento bastante diferente. Sendo um provete bastante denso, ao atingir a linha dos estados críticos ocorre uma redução da tensão neutra que provoca o seu endurecimento e o contínuo crescimento da tensão de corte resistente.

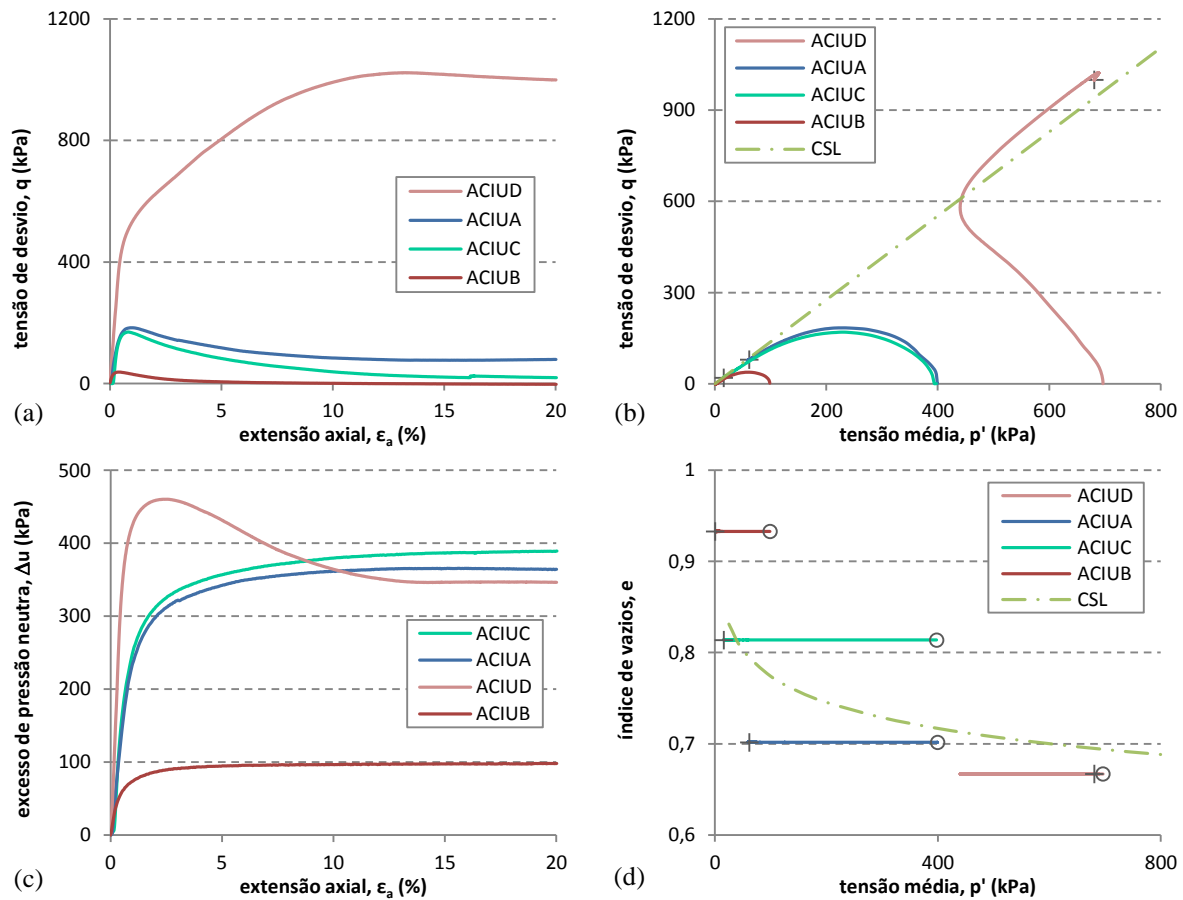


Figura 6.19 – Compilação dos resultados dos ensaios triaxiais não drenados na areia.



Figura 6.20 – Provete de areia ACIUB no final do ensaio, sendo evidente a ocorrência de liquefação.

Na Figura 6.21 representam-se os resultados dos oito ensaios no plano $\log(p') - e$. Com esses resultados determinou-se a linha dos estados críticos da fração arenosa, ajustando os parâmetros da equação (6.4). Usando o método dos mínimos quadrados foi possível obter os seguintes parâmetros: $\lambda_{10} = 0,095$ e $\Gamma = 0,964$.

Naturalmente, nos ensaios onde ocorreu liquefação o estado final atingido não se posiciona sobre a linha dos estados críticos. Neste caso, a linha dos estados críticos foi determinada usando os resultados dos ensaios drenados e apenas um dos ensaios não drenados, o ensaio ACIUD. Ignorando os ensaios onde ocorreu liquefação, total ou parcial, verifica-se que o estado crítico de cada ensaio (cruzes pretas na Figura 6.21) se posiciona muito próximo da linha dos estados críticos.

No plano $p' - q$, Figura 6.18b e Figura 6.19b, definiu-se a envolvente de rotura em tensões efetivas. Neste caso, o parâmetro M_{tc} toma o valor de 1,381, a que corresponde um ângulo de atrito de $34,1^\circ$.

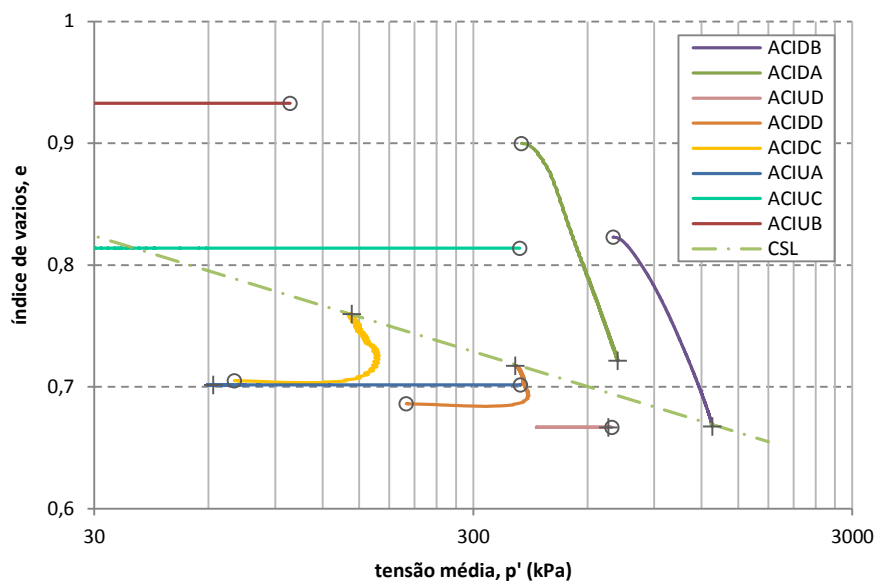


Figura 6.21 – Evolução do índice de vazios e linha dos estados críticos dos ensaios triaxiais na areia.

Na Figura 6.22 representam-se as linhas do estado crítico de cada um dos três tipos de rejeitados ensaiados, bem como os pontos a partir dos quais foram calculadas. As linhas do estado crítico do silte e da pasta são aproximadamente paralelas. Já a fração arenosa dos rejeitados possui uma linha dos estados críticos bastante menos inclinada, consentânea com a menor deformabilidade exibida por este material.

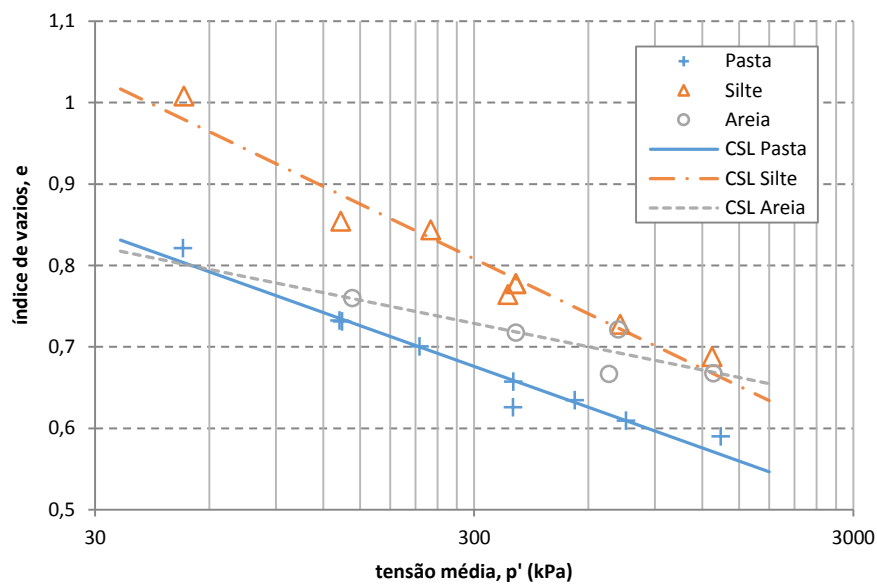


Figura 6.22 – Linha dos estados críticos das frações de pasta silte e areia.

6.3 ENSAIOS TRIAXIAIS EM AMOSTRAS INDEFORMADAS

Paralelamente aos ensaios em que se reconstruíram amostras das diferentes frações dos rejeitados, realizaram-se vários ensaios sobre amostras indeformadas. Estes ensaios tiveram por objetivo avaliar a resistência ao corte e a deformabilidade dos rejeitados no seu estado natural, isto é, rejeitados que tenham estado sujeitos aos processos de transporte, deposição, consolidação sob peso das camadas subsequentes e secagem.

Sendo materiais com a granulometria equivalente a siltes, é natural que a manipulação das amostras, desde a fase da recolha até ao ensaio, provoque alguma densificação. Assim, embora no âmbito deste trabalho de dissertação sejam apelidadas de amostras indeformadas, serão na verdade amostras pouco deformadas.

O equipamento utilizado na realização dos ensaios triaxiais em amostras indeformadas foi o mesmo utilizado nas amostras reconstruídas, descrito na secção 6.2.1, pelo que não será aqui repetida essa descrição. De igual forma, o processo de controlo do índice de vazios, através da congelação dos provetes, foi idêntico em ambos os tipos de ensaios e encontra-se descrito na secção 6.2.5.

6.3.1 PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS

Em termos de preparação, as amostras foram transferidas diretamente dos tubos onde estavam armazenadas para o pedestal da câmara triaxial. Esse processo envolveu o seccionamento dos tubos de PVC usando uma serra manual de reduzida dimensão, tal como se observa Figura 6.23a. Seguiu-se o corte da amostra com o auxílio de um fio de aço. Na Figura 6.23b é possível observar o aspeto de uma amostra depois de cortada, onde se nota a existência de um pequeno espaço entre a amostra e tubo que a contém. Tratava-se de um efeito local, causado pelas operações de corte da amostra e do tubo, não se perspectivando que pudesse ter influência nos resultados dos ensaios. Ainda assim é uma demonstração inequívoca da facilidade com que estas amostras eram perturbadas pelo manuseamento.

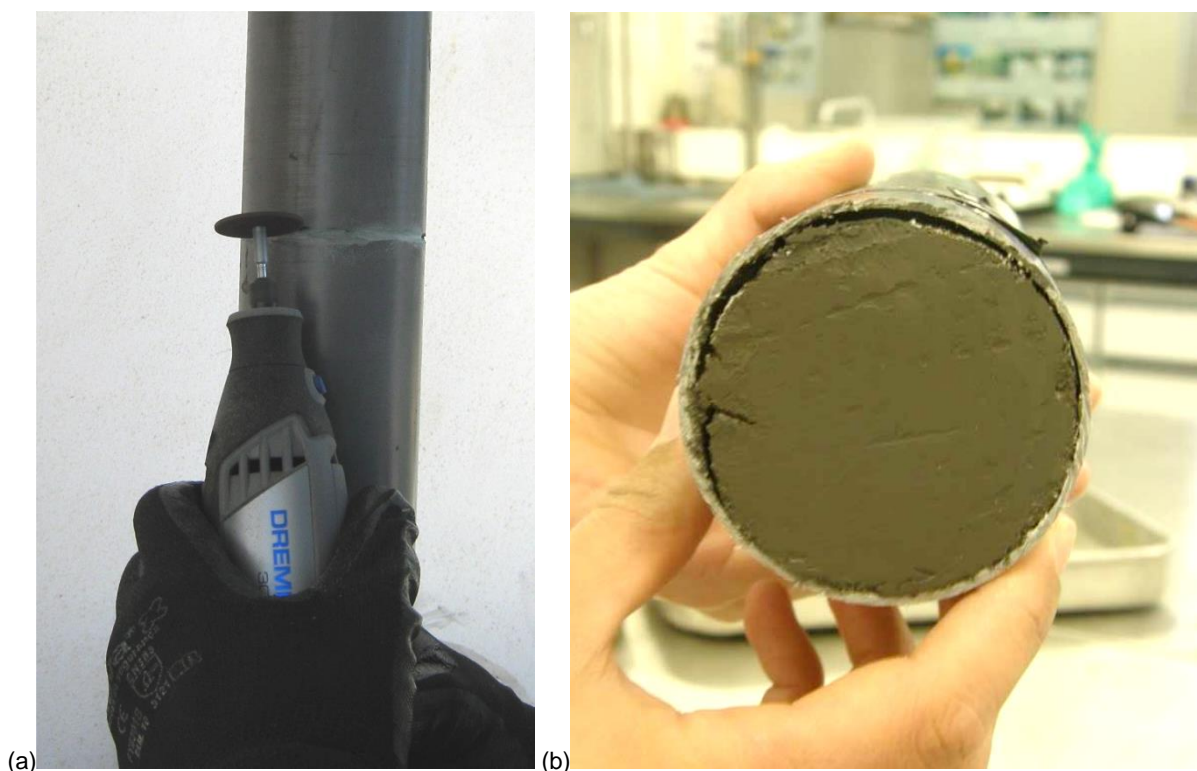


Figura 6.23 – Preparação de amostras indeformadas: a) Corte dos tubos de PVC com serra manual; b) pormenor da amostra no interior do tubo de PVC.

Depois de seccionada uma porção de amostra com o comprimento pretendido, era colocada sobre o pedestal, bem centrada. Lentamente, levantava-se o tubo de PVC, deixando que a amostra deslizesse no seu interior, para que nunca deixasse de estar em contacto com o pedestal. Por fim, era colocada a placa de topo e a membrana.

Na Figura 6.24 pode observar-se uma amostra indeformada de pasta transferida para o pedestal da câmara triaxial. Esta imagem é particularmente interessante porque mostra a sobrelargura do pedestal pois, tal como nas amostras reconstruídas, também nas amostras indeformadas foram usadas bases e topos lubificados, de acordo com a descrição apresentada na secção 6.2.1.

No caso das amostras constituídas pela fração arenosa da polpa, não é possível cortar os tubos amostradores e transferir os provetes para a célula triaxial mantendo a estrutura original. Nas tentativas efetuadas, as amostras não tinham o mínimo de autossustentabilidade e ruíram por completo. Assim, os ensaios com este tipo de amostras ficou limitado às amostras reconstruídas.

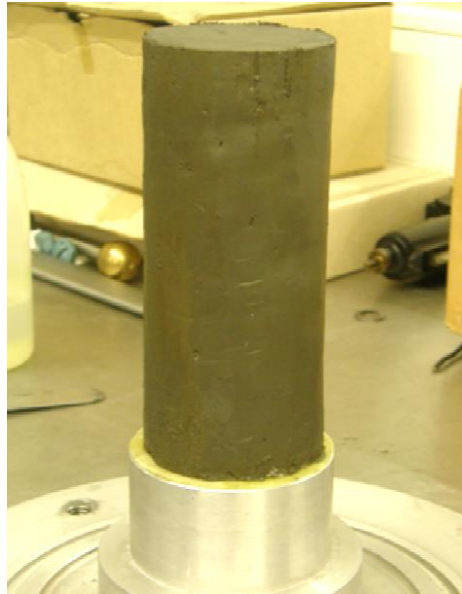


Figura 6.24 – Amostra indeformada de pasta colocada sobre o pedestal da câmara triaxial.

6.3.2 EXECUÇÃO DOS ENSAIOS

O procedimento de execução dos ensaios triaxiais em amostras indeformadas foi substancialmente diferente do que se encontra descrito na secção 6.2.4, desde logo porque as amostras se encontravam saturadas ou muito perto disso.

Depois de transferir os provetes dos tubos onde estiveram armazenados para a célula triaxial, o procedimento experimental passou pelos seguintes passos:

- saturou-se a amostra aumentando a pressão de água nos poros até 300 kPa (ou mais quando necessário), mantendo uma tensão de confinamento de 10 kPa; a saturação foi verificada através do parâmetro *B* de Skempton; de acordo com (referência CEN ISSO 17892-9) considerou-se que a amostra estava saturada quando o valor de *B* era superior a 0,95;
- consolidou-se (isotropicamente) a amostra até à tensão efetiva prevista para o ensaio em causa;
- levou-se a amostra até à rotura, por compressão axial, em condições drenadas ou não drenadas, conforme predefinido para o ensaio em causa; todos os ensaios foram prolongados até uma extensão axial de pelo menos 20%.

A preparação dos provetes de rejeitados para realização de ensaios triaxiais implica sempre alguma deformação. Para contrariar esses efeitos, é comum realizar os ensaios com uma tensão de confinamento ligeiramente superior à tensão encontrada *in situ*, sendo usual adotar um valor 10% acima (Jefferies e Been, 2006).

6.3.3 PROGRAMA DE ENSAIOS

Todos os ensaios apresentados nesta secção foram realizados em condições saturadas, em provetes consolidados isotropicamente, e levados à rotura por compressão axial por um carregamento com taxa de deformação constante no tempo. Neste âmbito entende-se por taxa de deformação a derivada da extensão axial em ordem ao tempo.

No total foram realizados 11 ensaios triaxiais em amostras indeformadas de pasta e 17 ensaios triaxiais em amostras indeformadas da fração siltosa da polpa. Foi excluída deste conjunto de ensaios a fração arenosa da polpa por não ter sido possível obter amostras indeformadas desse material. Neste contexto, o termo “indeformadas” refere-se a amostras recolhidas com o amostrador Mostap, tal como descrito no capítulo 4. Tendo em conta as especificidades dos rejeitados, não se tratam de amostras verdadeiramente indeformadas.

No Quadro 6.5 apresenta-se um resumo destes ensaios. A coluna com o título “Amostra” corresponde à designação do Mostap de onde se extraiu o provete em causa, enquanto “Ano” diz respeito à data de realização do ensaio triaxial, já que todas as amostras foram recolhidas durante a campanha de reconhecimento geotécnico realizada em 2012.

Quadro 6.5 – Resumo dos ensaios triaxiais em amostras indeformadas de pasta

Provete	Amostra	Ano	Prof. (m)	Tipo de ensaio	Tipo de material
PCID1	3_C1D1	2013	0,5	CID	Pasta
PCID2	4_C1D1	2013	0,5	CID	
PCID3	3_C2E2-M2-1	2013	1,75	CID	
PCID4	2_C4E4-M1-1	2013	1,75	CID	
PCID5_F	2_C1E1-M2-2	2016	3,25	CID	
PCIU1	5_C1D1	2013	0,5	CIU	
PCIU2	1_C2E2-M2-1	2013	1,75	CIU	
PCIU3	2_C2E2-M2-1	2013	1,75	CIU	
PCIU4	1_C4E4-M1-1	2013	1,75	CIU	
PCIU5	1_C1E1-M1-2	2013	3,0	CIU	
PCIU6_F	1_C1E1-M2-2	2016	3,25	CIU	
SCID1_F	3_C1E1-M1-5	2014	8,25	CID	Silte
SCID2	3_D10-75-M2	2013	16	CID	
SCID3_F	3_E8-250-M-2	2014	16,25	CID	
SCID4	2_D5-260-M4	2013	20	CID	
SCIU1_F	1_C1E1-M1-5	2014	8,25	CIU	
SCIU2_F	2_C1E1-M1-5	2014	8,25	CIU	
SCIU3	1_D10-75-M2	2013	16	CIU	
SCIU4	2_D10-75-M2	2013	16	CIU	
SCIU5	1_B11-110-M3	2013	16,25	CIU	
SCIU6	2_B11-110-M3	2013	16,25	CIU	
SCIU7	3_B11-110-M3	2013	16,25	CIU	
SCIU8_F	1_E8-250-M-2	2014	16,25	CIU	
SCIU9_F	2_E8-250-M-2	2014	16,25	CIU	
SCIU10	3_D5-260-M4	2013	20	CIU	
SCIU11	1_D10-75-M4	2013	22	CIU	
SCIU12	2_D10-75-M4	2013	22	CIU	
SCIU13	3_D10-75-M4	2013	22	CIU	

6.3.4 RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS EM AMOSTRAS INDEFORMADAS

No Quadro 6.6 estão indicadas as principais características dos ensaios triaxiais em amostras indeformadas de pasta. Na generalidade das amostras aplicou-se uma tensão de confinamento (isotrópica) 10% superior à tensão efetiva horizontal existente à data de recolha da amostra. Esta última foi estimada considerando a espessura de rejeitados acima de cada ponto de recolha e admitindo um coeficiente de impulso em repouso, K_0 , igual a 0,8.

A exceção são os ensaios realizados em 2016, PCID5_F e PCIU6_F, onde se aplicou uma tensão de confinamento bastante mais elevada, como forma de contornar os efeitos do adensamento das amostras. Pelos resultados do ensaio edométrico correspondente ($s = 70\%$) determinou-se qual a tensão vertical que conduziu a um índice de vazios semelhante ao das amostras PCID5_F e PCIU6_F. Essa tensão foi então multiplicada pelo coeficiente de impulso em repouso, que se estima ser 0,8, para se obter a tensão de confinamento a utilizar nos ensaios triaxiais.

Quadro 6.6 – Resumo dos ensaios triaxiais em amostras indeformadas de pasta

Provete	σ'_{h0} (kPa)	Tipo de ensaio	e_0^*
PCID1	70	CID	0,811
PCID2	70	CID	0,837
PCID3	30	CID	0,718
PCID4	30	CID	0,703
PCID5_F	270	CID	0,722
PCIU1	60	CIU	0,850
PCIU2	20	CIU	0,796
PCIU3	25	CIU	0,677
PCIU4	20	CIU	0,788
PCIU5	35	CIU	0,941
PCIU6_F	270	CIU	0,709

* Índice de vazios no início da fase de corte dos provetes

Nas figuras seguintes apresenta-se uma coletânea dos principais resultados dos ensaios triaxiais realizados sobre provetes indeformados de pasta. Por uma questão de simplicidade e para facilitar a leitura e comparação, separaram-se os ensaios drenados dos ensaios não drenados. Nas várias figuras representa-se: com uma linha verde, a traço interrompido, a linha do estado crítico (CSL); com um círculo o ponto correspondente ao início do ensaio; e com uma cruz o ponto correspondente ao final do ensaio. A linha do estado crítico foi determinada com os ensaios em amostras reconstruídas, conforme descrito na secção 6.2.7.2. Tendo em conta a grande quantidade de ensaios apresentados em cada figura, para mais facilmente se identificar a que ensaio corresponde cada uma das curvas, a ordem em que surgem na legenda é função da ordenada de cada curva no final do ensaio.

Na Figura 6.25 apresentam-se os resultados dos cinco ensaios triaxiais drenados com amostras indeformadas de pasta. Tal como se pode verificar na Figura 6.25a, apenas nos ensaios PCID3 e PCID4 se verificou a existência de uma resistência de pico, que ocorreu para extensões próximas de 10% mas, mesmo nestes casos, a perda de resistência foi pouco significativa. Em concordância com a figura

anterior, na Figura 6.25c pode verificar-se que apenas os provetes PCID3 e PCID4 apresentam dilatância. Estas amostras parecem estar ligeiramente sobreconsolidadas por efeito da secagem e/ou manuseamento anterior ao ensaio triaxial.

Analisando a Figura 6.25b verifica-se que no final do ensaio todas as amostras se aproximam da envolvente de rotura definida através das amostras reconstruídas, descartando a possibilidade de existir algum tipo de cimentação nas amostras indeformadas.

Na Figura 6.25d verifica-se que os provetes PCID3 e PCID4 estão consideravelmente abaixo da linha dos estados críticos. Para que, no final dos respetivos ensaios, o estado de tensão e deformação destes provetes correspondesse à linha dos estados críticos, teriam que exibir uma dilatância muito superior. Os restantes provetes, estando inicialmente posicionados acima da linha dos estados críticos, apresentam o comportamento esperado, terminando o ensaio bastante próximos desta.

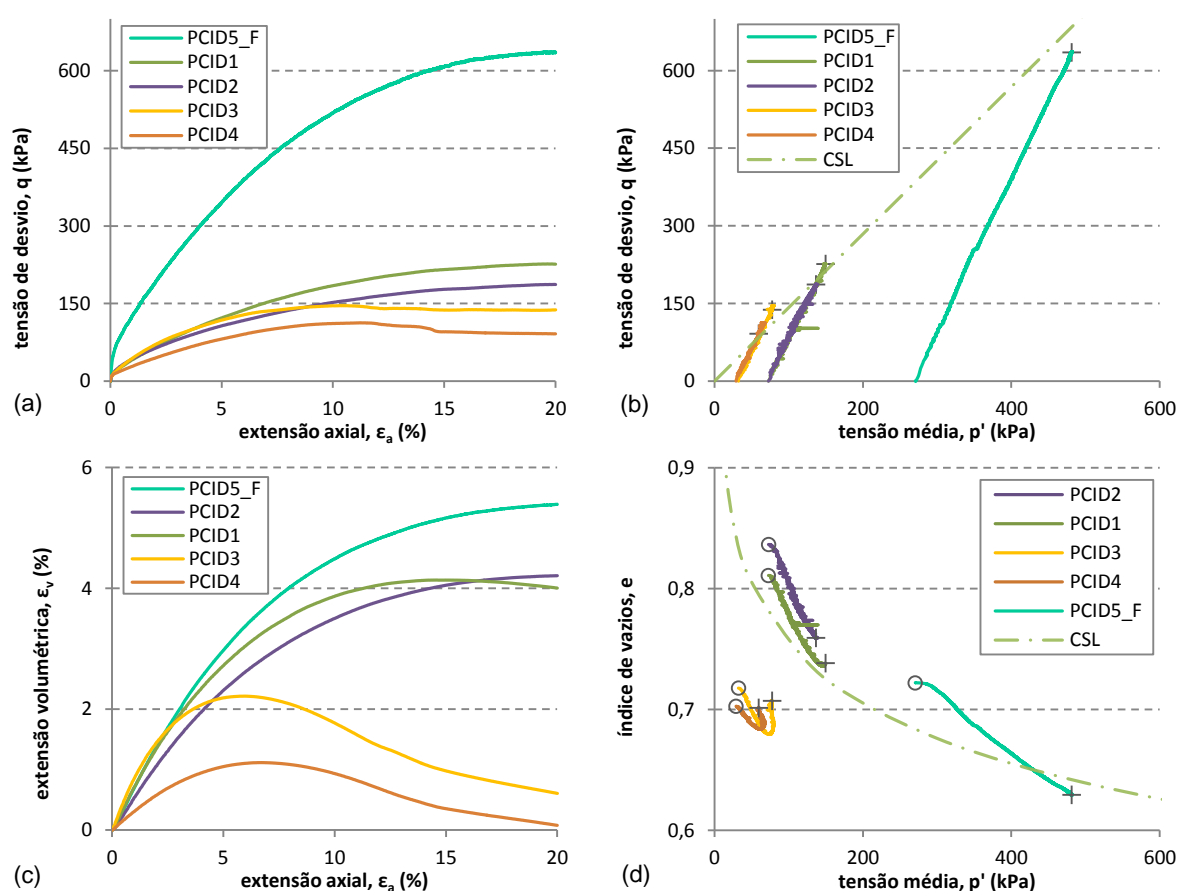


Figura 6.25 – Compilação dos resultados dos ensaios triaxiais drenados com amostras indeformadas de pasta.

Na Figura 6.26 estão representados os resultados obtidos nos ensaios triaxiais não drenados com amostras indeformadas de pasta. Como se pode observar na Figura 6.26a e na Figura 6.26b, em todos os provetes atingem a envolvente de rotura e endurecem, aumentando a sua resistência ao corte. Em nenhum dos ensaios se assistiu à liquefação dos rejeitados. Na Figura 6.26c está patente a redução da pressão intersticial que, no caso dos ensaios PCIU2 e PCIU3, chega a ser negativa. É precisamente esta redução que explica o ganho de resistência por endurecimento.

Relativamente ao posicionamento em relação à linha dos estados críticos, representada na Figura 6.27 pela linha verde a traço interrompido, verifica-se que há uma dispersão substancial. Durante os ensaios, o índice de vazios e/ou a tensão média tendem a aproximar-se do valor indicado pela linha dos estados críticos mas em vários casos fica substancialmente distante. O caso mais extremo é o do ensaio PCIU5 que, para estar sobre a linha dos estados críticos, deveria ter amolecido ao atingir a envolvente de rotura e no entanto apresenta um endurecimento considerável.

Sobre esta questão convém lembrar que a linha dos estados críticos foi determinada usando provetes reconstruídos através da técnica de *moist tamping*. Naturalmente, são muito diferentes dos provetes em estudo nesta secção, que resultaram de processos de sedimentação e consolidação sob peso próprio. Assim sendo, poderá ser essa a explicação para as diferenças encontradas.

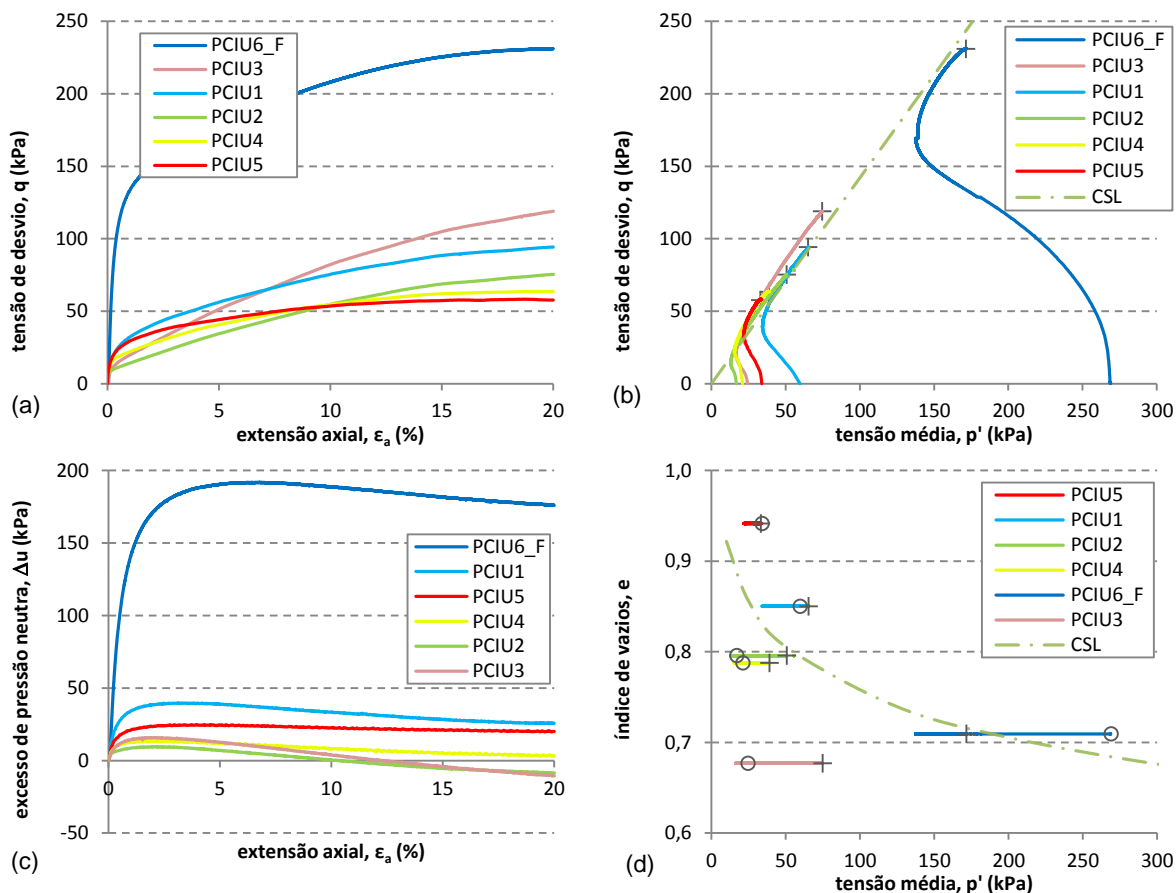


Figura 6.26 – Compilação dos resultados dos ensaios triaxiais não drenados com amostras indeformadas de pasta.

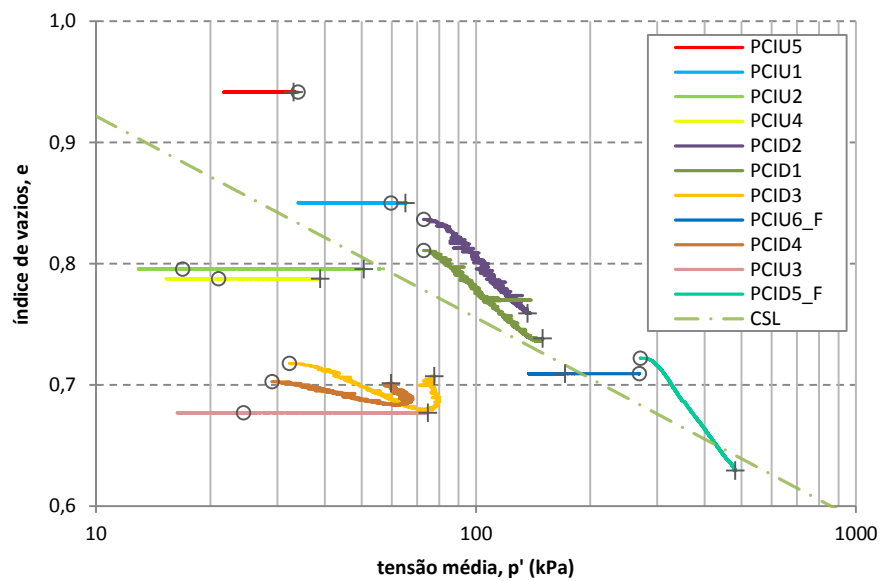


Figura 6.27 – Evolução do índice de vazios e linha dos estados críticos dos ensaios triaxiais com amostras indeformadas de pasta.

No Quadro 6.7 estão indicadas as principais características dos ensaios triaxiais em amostras indeformadas de silte. Em todos os ensaios os provetes foram consolidados isotropicamente com uma tensão próxima da tensão de confinamento existente à data de recolha da amostra.

Quadro 6.7 – Resumo dos ensaios triaxiais em amostras indeformadas de silte

Proвете	σ'_{h0} (kPa)	Tipo de ensaio	e_0
SCID1_F	115	CID	0,743
SCID2	380	CID	0,809
SCID3_F	380	CID	0,835
SCID4	430	CID	0,727
SCIU1_F	115	CIU	1,343
SCIU2_F	50	CIU	1,313
SCIU3	340	CIU	0,836
SCIU4	380	CIU	0,682
SCIU5	300	CIU	0,890
SCIU6	285	CIU	0,746
SCIU7	330	CIU	0,765
SCIU8_F	380	CIU	0,733
SCIU9_F	380	CIU	0,765
SCIU10	380	CIU	0,789
SCIU11	430	CIU	0,717
SCIU12	430	CIU	0,645
SCIU13	380	CIU	0,699

Na Figura 6.28 estão representados os resultados obtidos nos ensaios triaxiais drenados com amostras indeformadas de silte. Tal como se observa na Figura 6.28a, em nenhum dos ensaios se verificou a existência de uma resistência de pico. Mesmo no ensaio SCID1_F, que apresenta uma ligeira expansão na fase final (Figura 6.28c), a resistência ao corte é praticamente constante para extensões superiores a 10%. Na Figura 6.28b verifica-se que apenas o provete SCID1_F atingiu a envolvente de rotura, definida anteriormente através das amostras reconstruídas. Os restantes ensaios ficaram um pouco aquém da envolvente de rotura, possivelmente por não terem chegado ao estado crítico, pois a tensão de desvio ainda não estava estabilizada quando se chegou aos 20% de extensão axial (Figura 6.28a). Na Figura 6.28d destaca-se o comportamento algo inesperado do provete SCID4 que, estando abaixo da linha dos estados críticos, deveria ter um comportamento expansivo, o que não aconteceu.

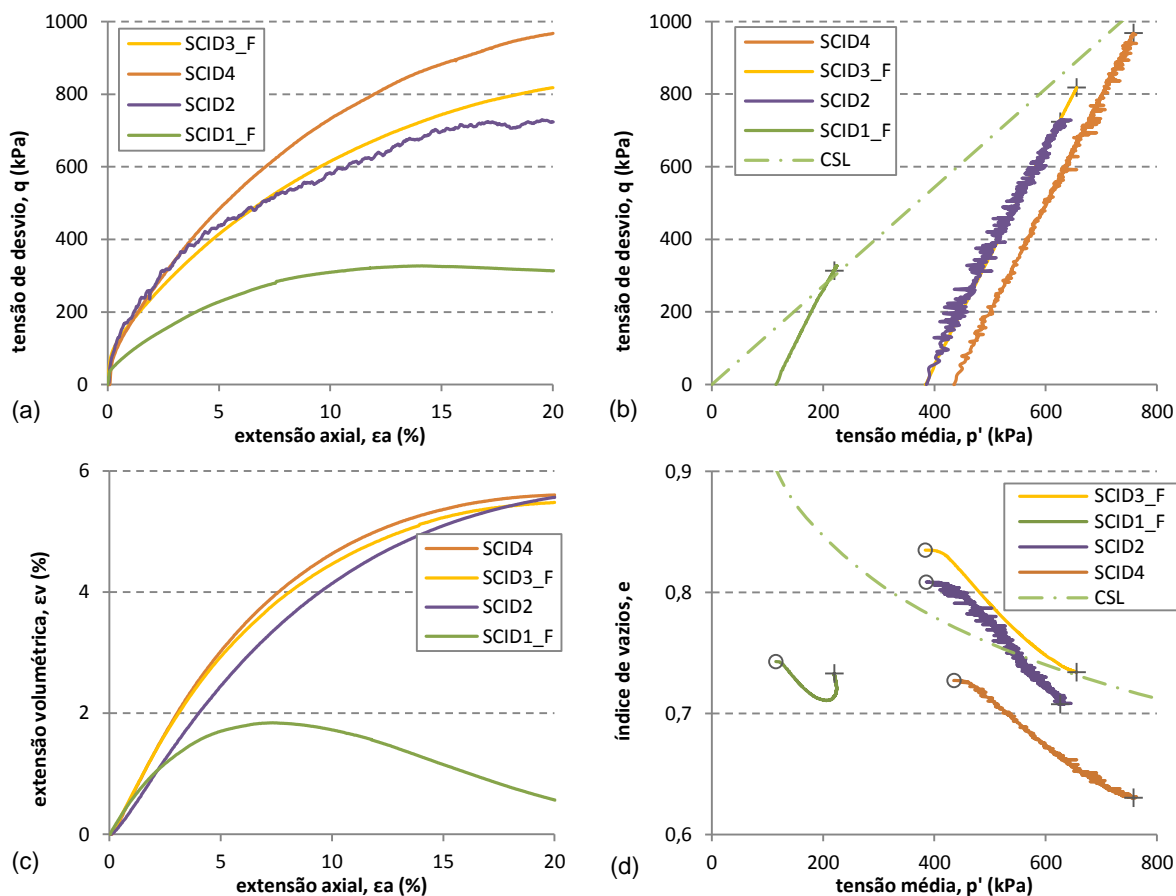


Figura 6.28 – Compilação dos resultados dos ensaios triaxiais drenados com amostras indeformadas de silte.

Na Figura 6.29 estão representados os resultados obtidos nos 13 ensaios triaxiais não drenados com amostras indeformadas de silte. Tal como se pode observar na Figura 6.29b, as amostras ajustam-se muito bem à envolvente de rotura definida através das amostras reconstruídas. Nenhuma das amostras apresenta sinais de liquefação, nem mesmo as amostras com tensão de confinamento mais reduzido e índice de vazios mais elevado.

Na Figura 6.29a salta à vista o ensaio SCIU8_F, por apresentar uma deformabilidade muito superior aos demais ensaios. Tal aconteceu devido a falhas de controlo, já que no início do ensaio o canal de

drenagem esteve aberto, como comprova a trajetória de tensões na Figura 6.29b, bem como o excesso de pressão neutra nulo para extensões até 1% (Figura 6.29c).

Na Figura 6.29d é notório o elevado índice de vazios dos provetes SCIU1_F e SCIU2_F. São valores anómalos, já que não é exetável que essas amostras possam ter índices de vazios tão elevados. Comparativamente com os ensaios edométricos clássicos realizados sobre amostras sedimentadas (5.4.1), para as tensões de confinamento em causa seriam de esperar índices de vazios próximos de 1,1. Já no caso das restantes amostras, às quais se aplicaram tensões de confinamento entre 285 e 430 kPa, os ensaios edométricos apontam para índices de vazios próximos de 1,0. Parece, portanto, que as operações de recolha, manuseamento, armazenamento e preparação das amostras provocaram alguma densificação, já que os índices de vazios indicados na Figura 6.29d estão entre 0,65 e 0,9.

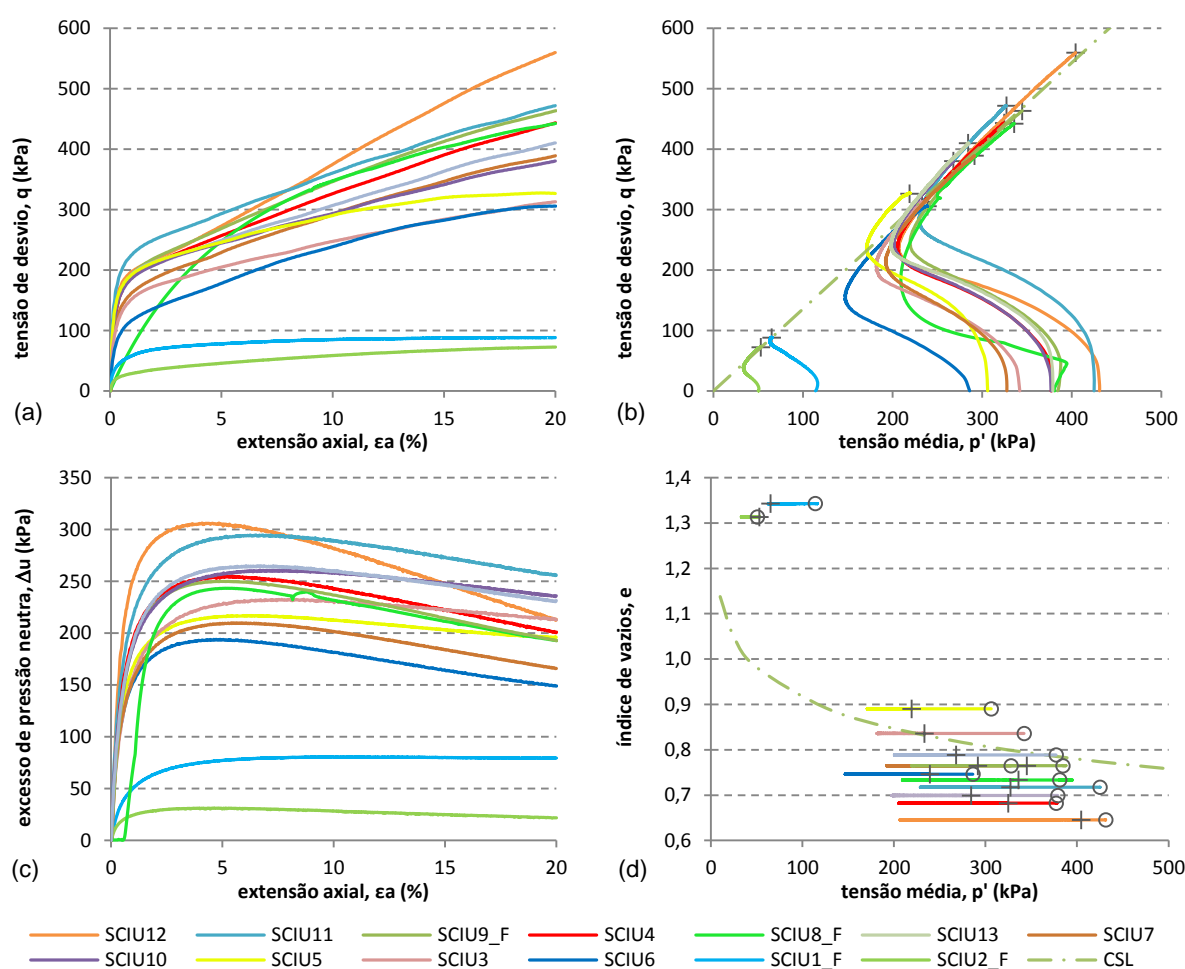


Figura 6.29 – Compilação dos resultados dos ensaios triaxiais não drenados com amostras indeformadas de silte.

Na Figura 6.30 apresenta-se a evolução do índice de vazios em função da tensão média e o posicionamento relativamente à linha dos estados críticos. Esta figura inclui os ensaios drenados e não drenados mas foram excluídos os ensaios SCIU1_F e SCIU2_F, por estarem “fora de escala”. O círculo indica o início do ensaio e a cruz indica o final. Os resultados afastam-se consideravelmente da linha dos estados críticos definida através dos ensaios com amostras reconstruídas. Em especial nos ensaios

não drenados, parece não haver qualquer relação entre o índice de vazios inicial e a evolução da tensão efetiva média. Contrariamente às expectativas, independentemente de começar abaixo ou acima da linha de estados críticos, o comportamento de todos os provetes é muito semelhante, começando com uma fase contrativa, em que rapidamente se geram excessos de pressão neutra, para, de seguida, entrarem numa fase ligeiramente expansiva em que a pressão neutra se reduz, aumentando a tensão efetiva. Com resultado desse comportamento, a maioria dos ensaios termina bastante distante da linha dos estados críticos.

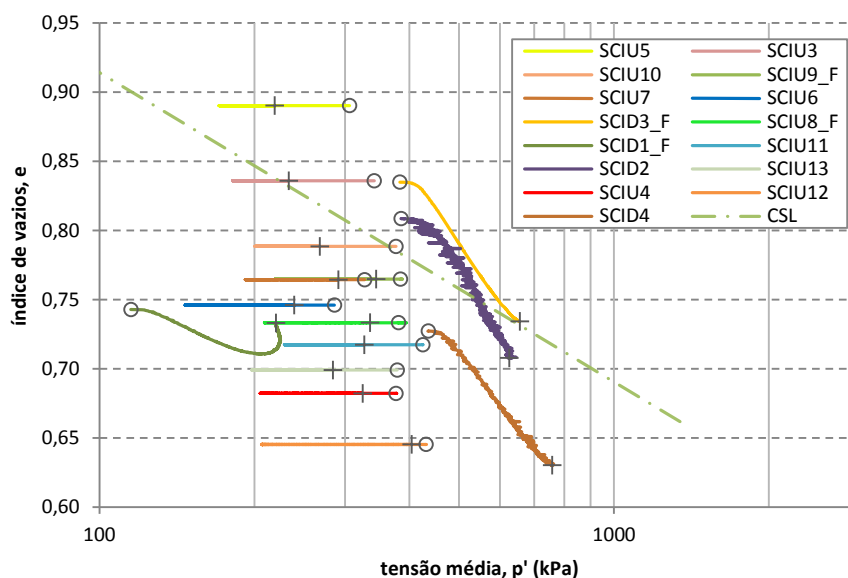


Figura 6.30 – Evolução do índice de vazios e linha dos estados críticos dos ensaios triaxiais com amostras indeformadas de silte.

6.4 ENSAIOS TRIAXIAIS EM AMOSTRAS NÃO SATURADAS

Em complemento aos ensaios triaxiais apresentados nas secções anteriores, com amostras reconstruídas e em amostras indeformadas, realizou-se um conjunto de ensaios em condições não saturadas. Estes ensaios visaram caraterizar os efeitos da sucção na resistência e deformabilidade dos rejeitados. Embora nesta dissertação sejam estudados três tipos de rejeitados, apenas os rejeitados espessados (pasta) foram sujeitos a ensaios triaxiais em condições não saturadas, já que não é expetável o desenvolvimento de sucções nos restantes materiais.

6.4.1 DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO

Os ensaios triaxiais em amostras não saturadas foram realizadas num equipamento do Laboratório de Geotecnia da FEUP especialmente desenvolvido para esse efeito por Topa Gomes (2009), ilustrado na Figura 6.31. Este equipamento possui numa célula triaxial de parede dupla comercializada pela Wykeham Farrance, que permite ensaiar amostras com 100 mm de diâmetro.

No pedestal da célula triaxial foi montada uma pedra porosa com pressão de entrada de ar de 500 kPa. A utilização de uma pedra porosa com maior pressão de entrada de ar possibilitaria a aplicação de sucções mais elevadas mas implicaria uma redução da sua permeabilidade. A pedra porosa utilizada tem

um coeficiente de permeabilidade de $6 \times 10^{-10} \text{ m/s}$, permitindo a passagem de um caudal de $0,12 \text{ cm}^3/\text{h/kPa}$.

A pedra porosa da base deste equipamento tem a forma de anel, já que a câmara está equipada com *bender elements* que se podem observar na Figura 6.32. Mais pormenores sobre este equipamento podem ser encontrados em Costa (2008) e Topa Gomes (2009).

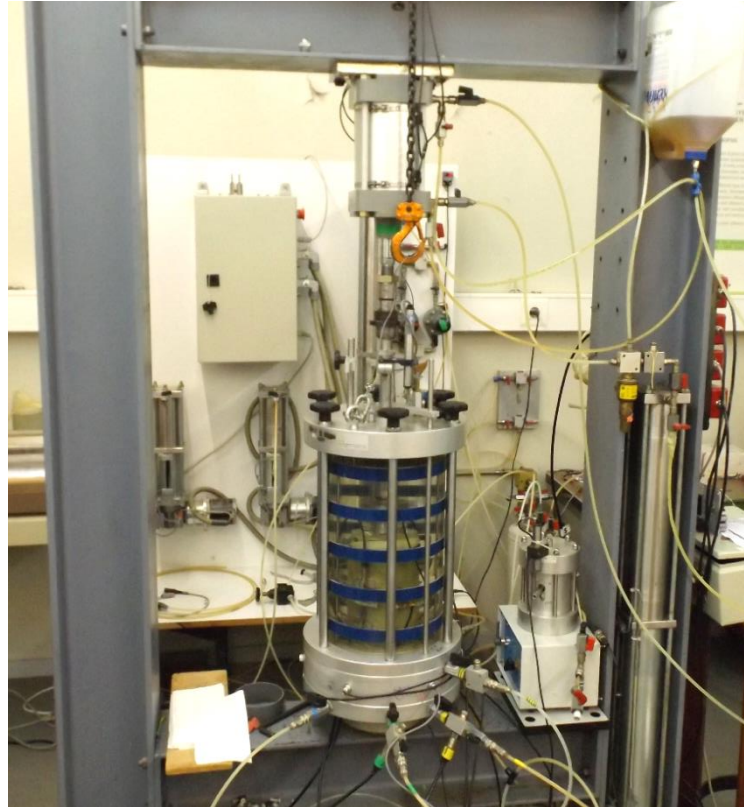


Figura 6.31 – Equipamento para realização de ensaios triaxiais em condições não saturadas.



Figura 6.32 – Pormenor da pedra porosa de alta pressão de entrada de ar e do *bender element* montados no pedestal da célula triaxial.

6.4.2 PREPARAÇÃO DOS PROVETES

A primeira operação da preparação dos rejeitados, inicialmente saturados, consistiu em deixá-los secar até que o teor em água fosse próximo de 12%. Seguidamente, foram destorroados, esquartelados em porções de 4,5 kg e guardados em sacos herméticos para que a humidade se mantivesse homogênea até ao momento em que seriam usados.

Os provetes foram compactados no interior de um molde tripartido com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, à qual se adicionava uma alonga com 60 mm de altura (Figura 6.33a). Utilizou-se o compactador automático do ensaio Proctor leve (Figura 6.33b), aplicando 25 pancadas em cada uma das 10 camadas. Na Figura 6.33c pode ver-se o aspeto de um provete após compactação e regularização da superfície superior.

Testou-se a utilização de um compactador manual (mais leve) mas optou-se pelo compactador automático por permitir obter amostras mais uniformes e mais compactas, com índices de vazios a rondar 0,7. Embora este valor seja inferior ao índice de vazios esperado *in situ*, a obtenção de amostras com elevada compacidade era crucial, pois de outra forma não seria possível proceder à montagem da instrumentação interna sem danificar o provete.



Figura 6.33 – Compactação de amostras: a) molde tripartido com alonga; b) compactador automático; c) aspeto de um provete compactado.

6.4.3 VARIAÇÃO DE VOLUME NOS ENSAIOS TRIAXIAIS NÃO SATURADOS

Tratando-se de ensaios não saturados o controlo da variação volumétrica dos provetes durante as fases de consolidação e de corte reveste-se de algumas dificuldades, analisadas nos parágrafos seguintes.

Nos ensaios triaxiais de amostras saturadas a variação volumétrica dos provetes é determinada admitindo que a água é incompressível e medindo o volume de água que entra ou sai desses mesmos provetes. Este procedimento não pode ser utilizado no caso dos ensaios triaxiais de amostra não saturada, já que o ar no seu interior é muito compressível. Para ultrapassar esta dificuldade pode ser usada uma célula triaxial de parede dupla com um medidor de volume ligado ao compartimento interior.

A câmara de parede dupla tem a particularidade de possuir dois compartimentos independentes separados por um vidro, tal como ilustrado pelo esquema da Figura 6.34. Colocando a mesma pressão nos dois compartimentos garante-se que a deformação volumétrica da câmara interior por efeito da pressão de confinamento é nula. Desta forma, a variação volumétrica da amostra corresponderá ao volume que entra ou sai desse compartimento interior. Refira-se, contudo, que para se conseguirem registos fiáveis é necessário garantir a inexistência de bolhas de ar na câmara interior, pois poderiam falsear as leituras.

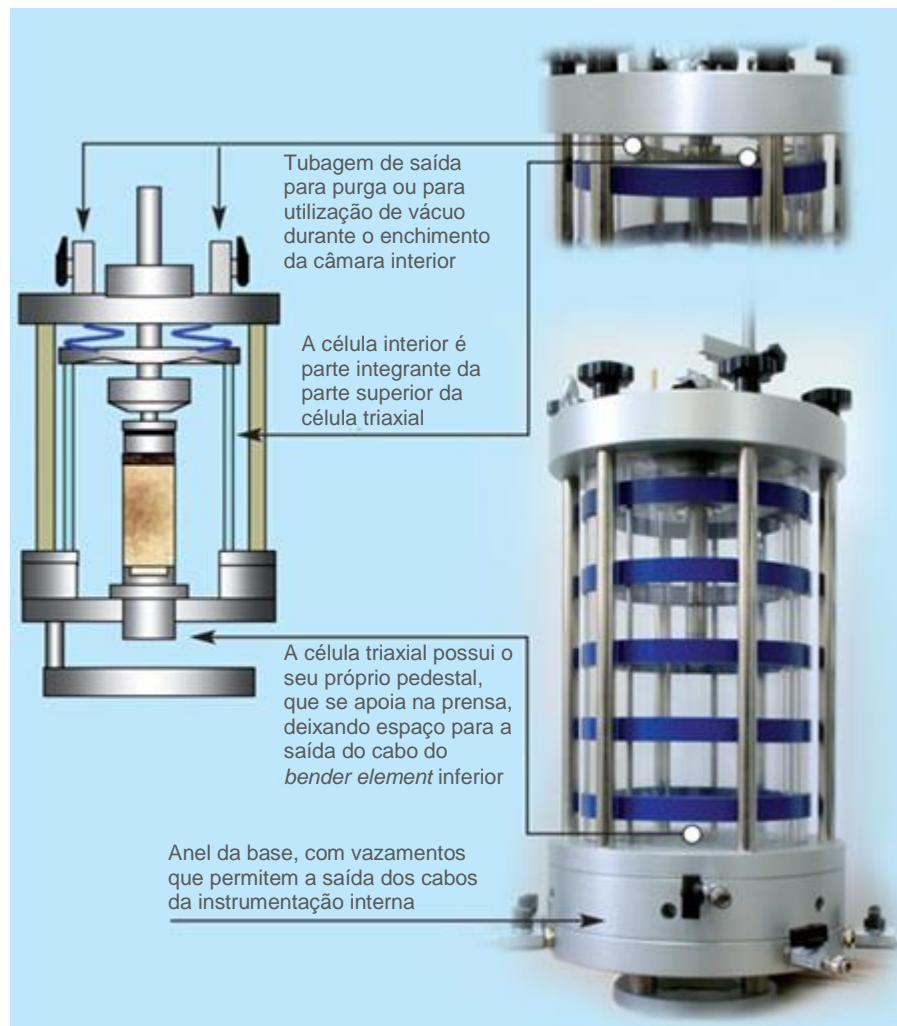


Figura 6.34 – Câmara triaxial de parede dupla, adaptado de Controls Group (2015).

Como complemento à utilização da câmara de parede dupla utilizou-se instrumentação interna para medir a deformação axial e a deformação radial. Foram usados dois LDVT internos, alfinetados e colados à membrana em posição vertical e diametralmente opostos, com uma base de leitura de aproximadamente 100 mm, tal como se pode observar na Figura 6.35. Utilizaram-se também dois LDVT internos colocados em posição horizontal, também diametralmente opostos. Estes últimos foram posicionados a meia altura da amostra, permitindo registar o diâmetro máximo dos provetes.



Figura 6.35 – Instrumentação interna para medição das deformações axiais e radiais do provete

É corrente admitir-se que, durante os ensaios triaxiais, os provetes sofrem deformações axiais e transversais mas que mantêm a forma cilíndrica (Head, 1994). No entanto, fruto das tensões tangenciais resultantes do atrito na base e topo do provete, em muitos casos a forma dos provetes no final dos ensaios é semelhante a um barril. Este efeito é tanto mais notório quanto maiores forem as deformações.

Existem técnicas para limitar o atrito nas extremidades do provete (Jefferies e Been, 2015; Verdugo, 1992) mas cuja implementação não está isenta de dificuldades, em particular no caso dos ensaios triaxiais com amostras não saturadas. Nos ensaios realizados optou-se por dotar a base e o topo de *bender elements*, em detrimento de se tentar limitar o atrito nas extremidades do provete.

A Figura 6.36 mostra dois dos provetes no final dos respetivos ensaios triaxiais não saturados, onde se pode observar que a forma inicialmente cilíndrica se transforma em algo semelhante a um barril. Essa forma pode ser aproximada por uma parábola de segundo grau. Na Figura 6.37 apresentam-se algumas propriedades geométricas das parábolas de segundo grau e o volume gerado pela revolução de uma parábola de eixo horizontal e um retângulo em torno do eixo vertical.

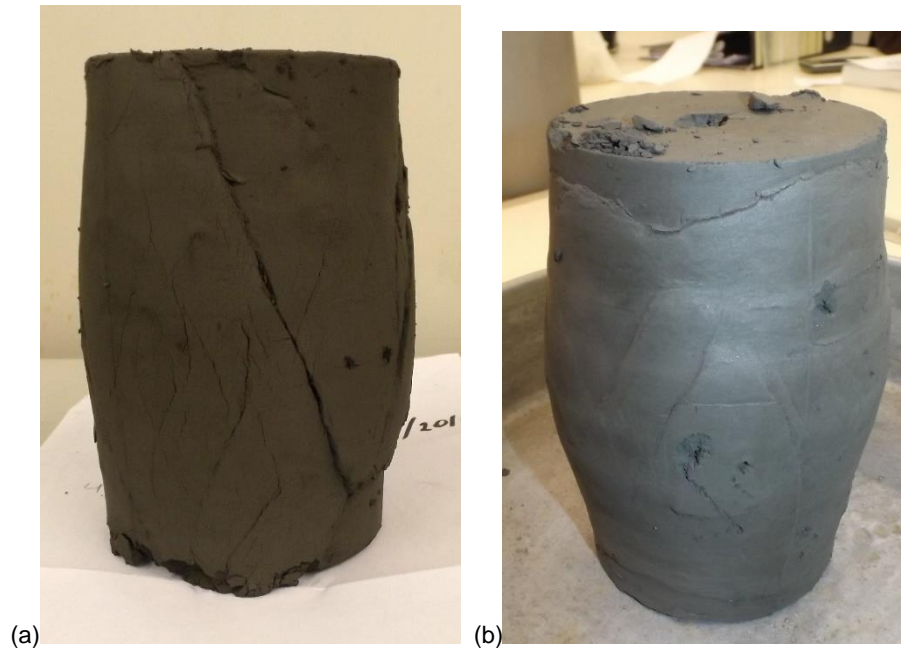


Figura 6.36 – Aspeto de dois provetes no final dos ensaios triaxiais não saturados: a) ensaio P 170 100 50; b) ensaio P 300 100 50

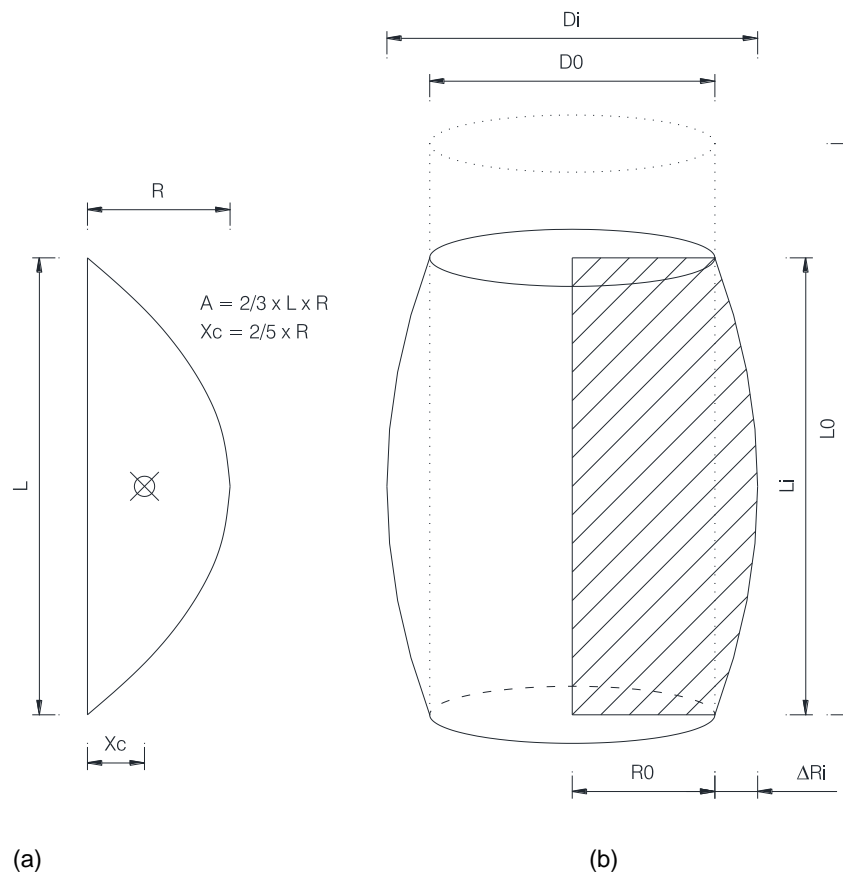


Figura 6.37 – Utilização de uma parábola para aproximar a forma dos provetes no final do corte: a) propriedades geométricas das parábolas; b) forma inicial e final do provete.

De acordo com o segundo teorema de Papuss-Guldinus, o volume de um sólido de revolução é igual ao produto da área da superfície geratriz pelo comprimento do caminho percorrido pelo centróide dessa mesma superfície ao longo do ângulo que gera o volume.

Admite-se que nas extremidades o diâmetro do provete não sofre alterações durante o ensaio. Essa ausência de deformação é devida ao atrito entre o solo e o topo/base. Assim, a área da superfície geratriz, $A_{\square D}$, é calculada pela equação:

$$A_{\square D} = R_0 L_i + 2/3 \Delta R_i L_i \quad (6.7)$$

em que:

$$\begin{aligned} R_0 &= \text{raio inicial do provete;} \\ \Delta R_i &= \text{variação do raio do raio do provete;} \\ L_i &= \text{comprimento do provete.} \end{aligned}$$

O centróide dessa superfície, x_{cm} , é calculado pela equação:

$$x_{cm} = \frac{L_i R_0^2/2 + 2/3 \Delta R_i L_i (R_0 + 2/5 \Delta R_i)}{R_0 L_i + 2/3 \Delta R_i L_i} \quad (6.8)$$

Assim, atendendo ao teorema de Papuss-Guldinus o volume do provete, $V_{pro i}$, será:

$$V_{pro i} = 2 \pi A_{\square D} x_{cm} = \pi L_i R_0^2 + \frac{4}{3} \pi \Delta R_i L_i (R_0 + \frac{2}{5} \Delta R_i) \quad (6.9)$$

Na fórmula anterior pode substituir-se R_0 por $D_0/2$ e ΔR_i por $(D_i - D_0)/2$ resultando:

$$V_{pro i} = \frac{\pi}{4} L_i D_0^2 + \frac{\pi}{3} (D_i - D_0) L_i (D_0 + \frac{2}{5} (D_i - D_0)) \quad (6.10)$$

Esta última equação permite conhecer o volume do provete no instante i em função de três grandezas: o diâmetro inicial, D_0 , o diâmetro medido a meia altura no instante i , D_i , e o comprimento do provete também no instante i , L_i .

A equação (6.10) pode ser generalizada para uma curva de ajuste qualquer, tal como ilustrado pela Figura 6.38. Essa curva pode ser parametrizada em função de B e C . Tal como mostra a Figura 6.38a, o parâmetro B representa a área interna à curva de ajuste quando comparada com a área de um retângulo com a mesma altura e largura, enquanto o parâmetro C define a posição do centróide relativamente à largura. Usando estes dois parâmetros, o volume do provete pode ser calculado pela equação seguinte:

$$V_{pro i} = \frac{\pi}{4} L_i D_0^2 + \frac{\pi}{2} B (D_i - D_0) L_i (D_0 + C (D_i - D_0)) \quad (6.11)$$

Note-se que no caso de uma parábola de segundo grau, os parâmetros B e C valem, respetivamente, $2/3$ e $2/5$, tornando a equação (6.11) igual à equação (6.10).

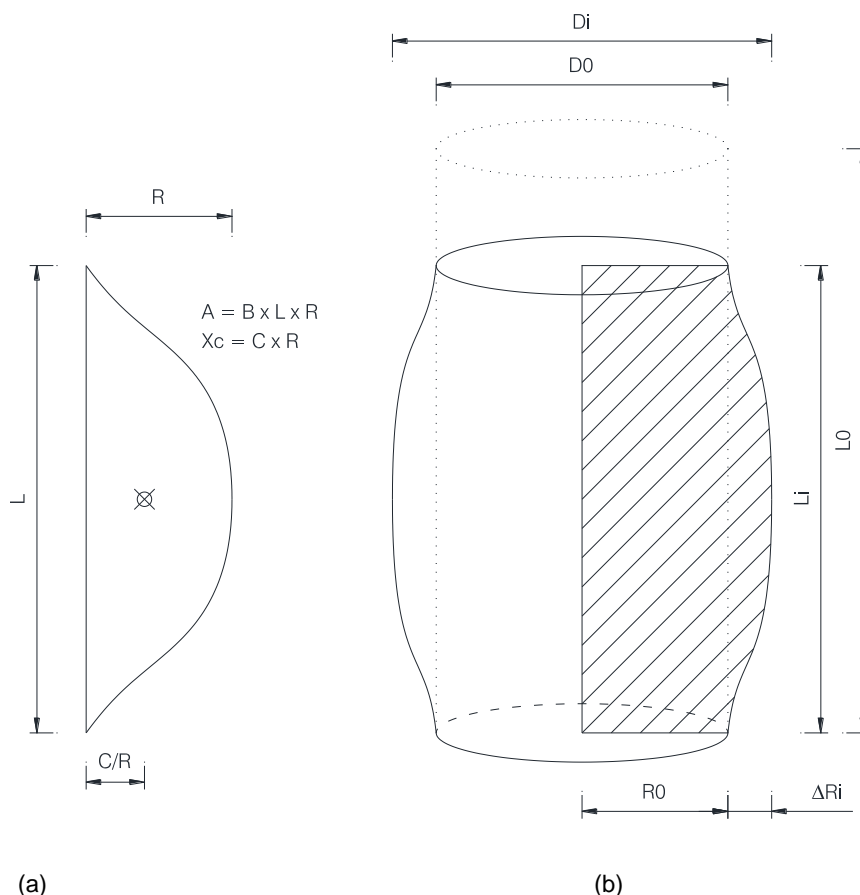


Figura 6.38 – Utilização de uma curva genérica para aproximar a forma dos provetes no final do corte:
a) propriedades geométricas da curva de ajuste; b) forma inicial e final do provete.

6.4.4 CORREÇÃO DO VOLUME EM FUNÇÃO DO MOVIMENTO DO PISTÃO

O medidor de volume exterior permite a medição do volume de água que entra ou sai da câmara de forma contínua. O registo do volume é realizado pela medição do deslocamento de um êmbolo, com um curso que corresponde a valores entre 0 e 100 cm³. Por forma a simplificar a sua operação, o equipamento utilizado possui um manípulo que permite inverter o sentido do movimento do êmbolo, evitando que se chegue ao final do curso.

Para auxiliar o cálculo da variação de volume da amostra definiu-se uma variável, designada *flow*, que regista o sentido do movimento do medidor de volume. Se o medidor de volume estiver em posição descendente, ou seja, quando a entrada de água na célula provoca uma variação positiva no valor registado pelo medidor de volume e a variável *flow* vale 1. Inversamente, quando o medidor de volume está em posição ascendente, a variável *flow* vale -1. Desta forma, a quantidade de água que entra na célula pode ser determinada pela equação:

$$\Delta V_{cell} = (MV_f - MV_i) \cdot flow \quad (6.12)$$

em que:

$$\Delta V_{cell} = \text{volume de água que entra na célula triaxial;}$$

- MV_f = leitura final do medidor de volume;
 MV_i = leitura inicial do medidor de volume;
 $flow$ = variável binária que define o sentido de variação do medidor de volume.

A contração da amostra pode então ser calculada somando à variação de volume da célula o volume de pistão que entrou na câmara durante esse intervalo de tempo:

$$\Delta V_{pro} = \Delta V_{cell} + \pi \Delta l D_{pis}^2 / 4 \quad (6.13)$$

em que:

- ΔV_{pro} = variação de volume do provete;
 Δl = deslocamento do pistão (positivo quando descendente);
 D_{pis} = diâmetro do pistão.

Com esta definição admite-se que uma variação volumétrica positiva corresponde a uma contração do provete.

6.4.5 CORREÇÃO DA MEMBRANA

A membrana de latex utilizada nos ensaios triaxiais pode influenciar os resultados de duas formas bastante distintas, que se podem designar por efeito de penetração e efeito de confinamento.

O efeito de penetração da membrana consiste no facto da membrana penetrar parcialmente nos poros do material a ensaiar. Este fenómeno ocorre quando a diferença entre a pressão na câmara (CP) e a pressão neutra no interior da amostra (BP) é elevada. Obviamente, este efeito é tanto maior quanto maior a dimensão dos poros. De acordo com Nicholson *et al.* (1993), apenas é necessário considerar este efeito quando o diâmetro efetivo D_{20} é superior ao dobro da espessura da membrana. Assim sendo, admitindo que a espessura das membranas é próxima de 0,4 mm, interessa considerar este efeito quando o D_{20} é superior a 0,8 mm. Ou seja, para efeitos práticos, a correção do efeito de penetração da membrana deve ser considerado para solos classificados como areia grossa ou cascalho. No caso particular dos rejeitados aqui estudados não tem interesse considerar esta correção.

O efeito de confinamento resulta das forças axiais que surgem na membrana à medida que o provete se deforma. Este efeito é também designado por embarrilamento. Este efeito é especialmente importante em amostras muito deformáveis. De acordo com a norma europeia ISO 17892-9 (CEN, 2004d), as tensões verticais e horizontais podem ser corrigidas através das seguintes equações:

$$(\Delta \sigma_1)_m = \frac{4 t_m E}{D_i} \left[(\varepsilon_1)_m + \frac{(\varepsilon_{vol})_m}{3} \right] \quad (6.14)$$

$$(\Delta \sigma_3)_m = \frac{4 t E}{D_i} \frac{(\varepsilon_{vol})_m}{3} \quad (6.15)$$

em que:

- $(\Delta \sigma_1)_m$ = correção da tensão principal máxima devida à restrição da membrana;

$(\Delta\sigma_3)_m$	=	correção da tensão principal mínima devida à restrição da membrana;
t_m	=	espessura da membrana;
E	=	módulo de elasticidade da membrana, medido em extensão;
D_i	=	diâmetro inicial da membrana, antes de colocada no provete;
$(\varepsilon_1)_m$	=	extensão vertical da membrana;
$(\varepsilon_{vol})_m$	=	extensão volumétrica da membrana.

Na mesma norma pode ler-se que, caso esta correção seja inferior a 5% da tensão de desvio na rotura, pode aplicar-se apenas a correção da tensão principal mínima. Caso seja inferior a 1% podem ser omitidas as duas correções.

Em alternativa, e de acordo com Head (1994), pode determinar-se uma correção a aplicar à tensão horizontal de confinamento, c_M , em kPa, de acordo com a expressão:

$$c_M = \frac{0,4 M \varepsilon (100 - \varepsilon)}{D} \quad (6.16)$$

em que:

M	=	módulo de deformabilidade da membrana, em N/mm;
ε	=	extensão (radial) da membrana, em percentagem;
D	=	diâmetro da membrana, em mm.

De acordo com os resultados experimentais de Topa Gomes (2009), os valores de M das membranas utilizadas assumem o valor de 0,74 N/mm. Tendo em conta que as membranas testadas tinham espessura de 0,42 mm, resulta um módulo de deformabilidade em tração de 1,85 MPa, ligeiramente superior ao limite de 1,6 MPa definido na ISO 17892-9 (CEN, 2004d).

Admitindo que a tensão de desvio máxima ocorre para uma de formação de 10%, a correção da membrana, calculada pela equação (6.16) toma o valor de 2,7 kPa. Tendo em conta que nos ensaios realizados a tensão de desvio, na rotura, varia entre 600 e 1100 kPa, não se considerou necessário aplicar esta correção.

6.4.6 PROGRAMA DE ENSAIOS TRIAXIAIS NÃO SATURADOS

Foram realizados 4 ensaios triaxiais com amostras não saturadas. Para estes ensaios escolheram-se dois valores para a sucção, 50 e 200 kPa, e duas tensões de confinamento, 70 e 200 kPa, em correspondência com os ensaios realizados em condições saturadas.

Tal como referido anteriormente, os ensaios triaxiais não saturados restringiram-se aos rejeitados espessados, já que não é expectável que os restantes tipos de rejeitados venham a dessaturar.

Todos os ensaios apresentados nesta secção foram levados até uma extensão axial de 20%. Em todos eles realizaram-se dois ciclos de descarga e recarga, quando a extensão axial atingiu 0,2 e 0,5%. Previamente à fase de corte os provetes passaram por uma fase consolidação isotrópica em que se aplicou, simultaneamente, a sucção e a tensão de confinamento. Esta fase teve a duração de cinco dias.

No Quadro 6.8 apresenta-se um resumo dos ensaios triaxiais em amostras não saturadas e suas principais características. Na designação de cada ensaio incluem-se três números que representam, respetivamente,

a pressão da água na célula triaxial, CP, a pressão do ar no interior do provete, UA, e a pressão da água no interior do provete, BP. A diferença entre os dois primeiros corresponde à tensão normal líquida enquanto a diferença entre os dois últimos corresponde à sucção aplicada.

Quadro 6.8 – Resumo dos ensaios triaxiais em amostras não saturadas

Provete	Tensão normal líquida $\sigma - u_a$ (kPa)	Sucção $u_a - u_w$ (kPa)	Tipo de material
P 450 250 50	200	200	Pasta
P 300 100 50	200	50	
PCIDB e PCIDD *	200	0	
P 320 250 50	70	200	
P 170 100 50	70	50	
PCIDC e PCIDF *	70	0	

* Estes ensaios fazem parte dos ensaios triaxiais em amostras reconstruídas (saturadas). Foram incluídos por servirem como termo de comparação para os ensaios com amostras não saturadas. Estão descritos na secção 6.2.

6.4.7 RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS EM AMOSTRAS NÃO SATURADAS

Para melhor analisar os ensaios triaxiais efetuados, os resultados obtidos foram agrupados em função da tensão normal líquida que, no caso dos ensaios saturados, aqui representados para termo de comparação, não é mais do que a tensão de confinamento.

Na Figura 6.39 estão representados os resultados dos dois ensaios triaxiais em que se aplicou uma tensão normal líquida de 70 kPa, com sucções de 50 e 200 kPa, e os dois ensaios em condições saturadas que lhes servem como termo de comparação. O ensaio P320 250 50 foi interrompido antes do previsto porque, no decorrer do ensaio, a instrumentação interna fez com que a membrana rompesse, numa altura em que a extensão axial era de apenas 9,5%, sendo impossível a partir desse ponto calcular a variação volumétrica da amostra.

Tal como se pode observar na Figura 6.39a, a resistência ao corte dos provetes não saturados é muito superior à dos provetes saturados. Além do aumento da resistência de pico, como resultado da sucção, os provetes não saturados apresentam um pico muito substancial, resultante da elevada compacidade com que foram moldados.

Tratando-se de ensaios em condições drenadas, a Figura 6.39b é pouco elucidativa, já que as trajetórias de tensão dos quatro ensaios se sobrepõem. Varia apenas a resistência máxima atingida e o ponto onde termina o ensaio, identificado pelas cruzes cinzentas.

Em termos de variação volumétrica, representada na Figura 6.39c, o comportamento dos dois provetes não saturados é muito semelhante, contraindo ligeiramente enquanto a extensão axial se manteve abaixo de 1%, e apresentando dilatação positiva a partir desse instante.

Na Figura 6.39d está representada a variação do índice de vazios em função da tensão média, p' , permitindo observar que, no final dos ensaios, o índice de vazios dos provetes corresponde efetivamente ao índice de vazios crítico.

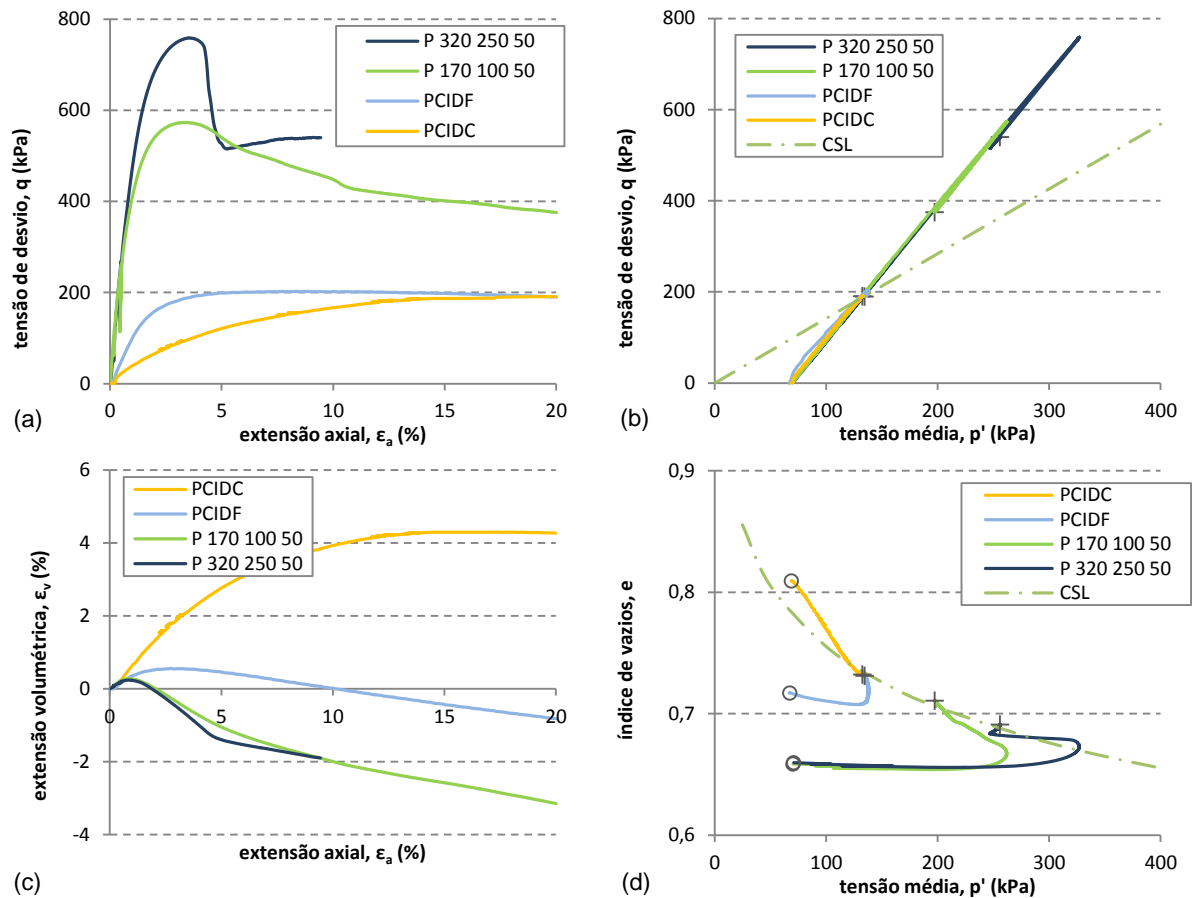


Figura 6.39 – Compilação dos resultados dos ensaios triaxiais drenados com amostras de pasta e tensão normal líquida de 70 kPa.

Na Figura 6.40 estão representados os resultados dos dois ensaios triaxiais em que se aplicou uma tensão normal líquida de 200 kPa, com sucções de 50 e 200 kPa, e os dois ensaios em condições saturadas que lhes servem como termo de comparação. Na Figura 6.40a podem observar-se os efeitos combinados da sucção, aumentando a resistência ao corte ao longo de todo o ensaio, e da elevada compacidade, responsável pela existência de uma resistência de pico.

Tal como no caso anterior, as trajetórias de tensões da Figura 6.40b estão sobrepostas, já que nos quatro ensaios a tensão de confinamento utilizada foi igual a 200 kPa. Em termos de variação volumétrica, representada na Figura 6.40c, verifica-se que as amostras não saturadas apresentam comportamento dilatante para extensões superiores a 1,5%, embora de forma menos expressiva do que nas amostras não saturadas sujeitas a uma tensão de confinamento de 70 kPa.

Relativamente à variação do índice de vazios com a tensão média, p' , representada na Figura 6.40d, verifica-se que ambos os provetes não saturados estão posicionados abaixo da linha dos estados críticos no início dos ensaios mas terminam bastante longe dessa linha: o provete P 300 100 50 acima e o provete P 450 250 50 abaixo. Este resultado inesperado pode ter sido originado pelas diferenças no teor em água dos rejeitados no momento da compactação, que terá condicionado o comportamento do provete, inclusive o posicionamento da linha dos estados críticos.

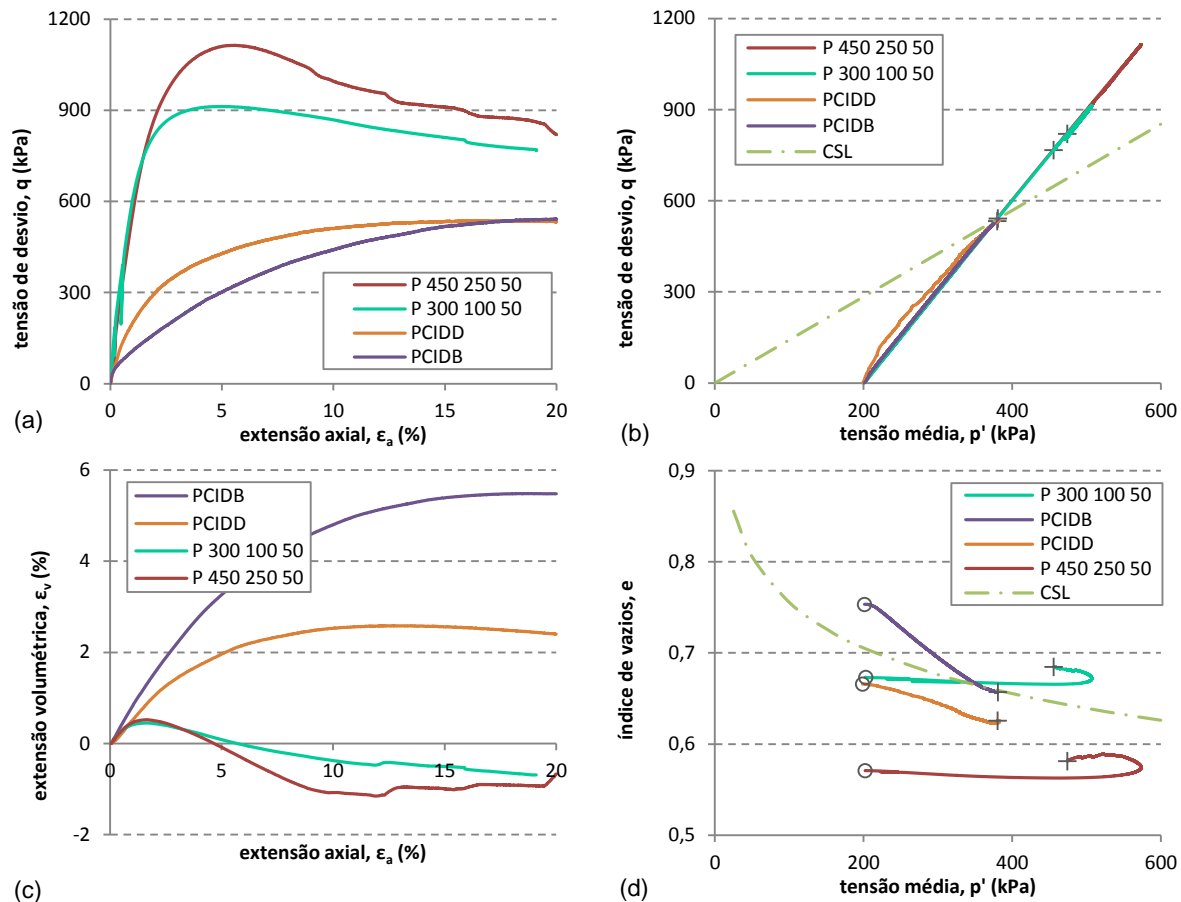


Figura 6.40 – Compilação dos resultados dos ensaios triaxiais drenados com amostras de pasta e tensão de normal líquida de 200 kPa.

Na Figura 6.41 pode observar-se em pormenor a variação do índice de vazios durante a fase de corte de cada um dos quatro ensaios triaxiais não saturados. A forma das curvas obtidas é muito semelhante, embora o P 450 250 50 termine bastante afastado da linha dos estados críticos. Note-se como neste ensaio o índice de vazios é significativamente menor do que nos restantes. Apesar de se ter usado um compactador automático, permitindo controlar a energia de compactação transmitida aos provetes, as diferenças no teor em água tornaram a compactação deste provete mais eficiente.

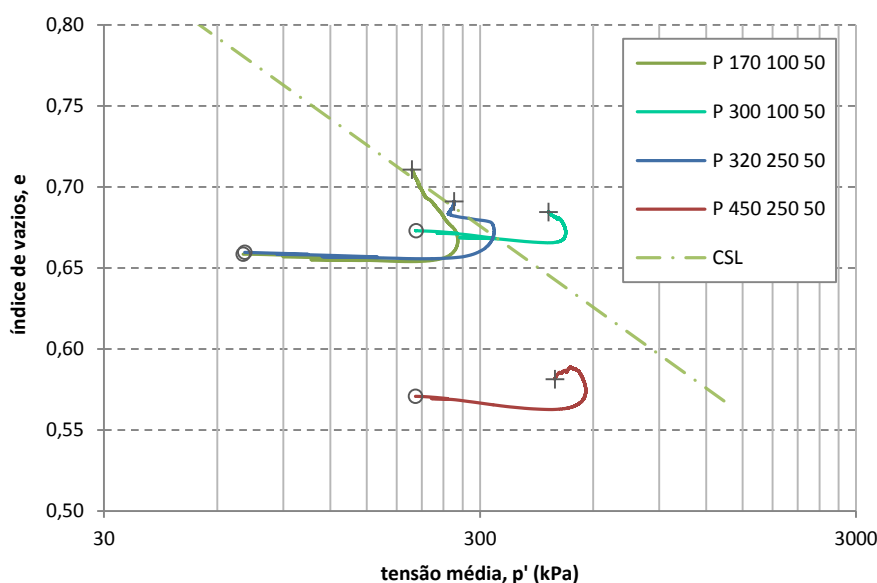


Figura 6.41 – Evolução do índice de vazios e linha dos estados críticos dos ensaios triaxiais são saturados.

Uma forma de escrutinar a efetividade da aplicação da sucção consiste em representar o teor em água no final dos ensaios triaxiais sobre a curva de retenção, tal como é feito na Figura 6.42. Os pontos a azul, correspondentes aos ensaios triaxiais, são comparáveis com os pontos a cinzento, correspondentes à determinação da curva de retenção numa trajetória de molhagem. O índice de vazios correspondentes a ambos os conjuntos de pontos é aproximadamente o mesmo.

A Figura 6.42 permite verificar que a diferença entre o teor em água nos provetes com 50 kPa e os provetes com 200 kPa é muito reduzida. O valor do teor em água para a sucção 200 kPa parece bastante mais enquadrado do que o teor em água para a sucção de 50 kPa, que é claramente abaixo do esperado. Estes resultados indiciam que o tempo de estabilização dos provetes em que se aplicou sucção foi insuficiente, sendo essa lacuna claramente mais notória nos provetes com sucção de 50 kPa, uma vez que o teor em água de equilíbrio se encontrada mais distante do teor em água do início do ensaio.

Na Figura 6.43 são avaliados os efeitos da sucção na resistência residual dos provetes ensaiados. A cinzento estão representados os ensaios saturados e a respetiva linha dos estados críticos. Os círculos azuis correspondem aos dois ensaios com sucção de 50 kPa e os quadrados laranja aos ensaios com sucção de 200 kPa. Para cada um destes pares, ajustou-se uma linha reta, paralela à linha dos estados críticos, representada na Figura 6.43 com a mesma cor dos pontos que lhe correspondem. Teoricamente, a distância de cada uma dessas retas à linha dos estados críticos é proporcional à sucção aplicada. Assim sendo, a linha azul da Figura 6.43 deveria estar mais próxima da linha dos estados críticos, a um quarto da distância entre esta e a linha laranja. O resultado obtido é congruente com o posicionamento dos provetes em relação à curva de retenção. A semelhança entre o teor em água dos provetes sujeitos a 50 e 200 kPa de sucção justifica a proximidade das resistências observada na Figura 6.43.

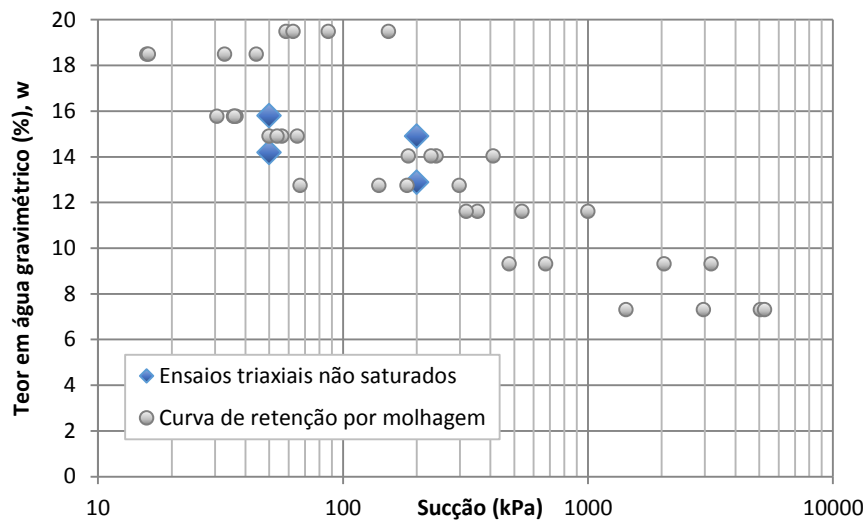


Figura 6.42 – Comparação do teor em água nos ensaios triaxiais não saturados com a curva de retenção.

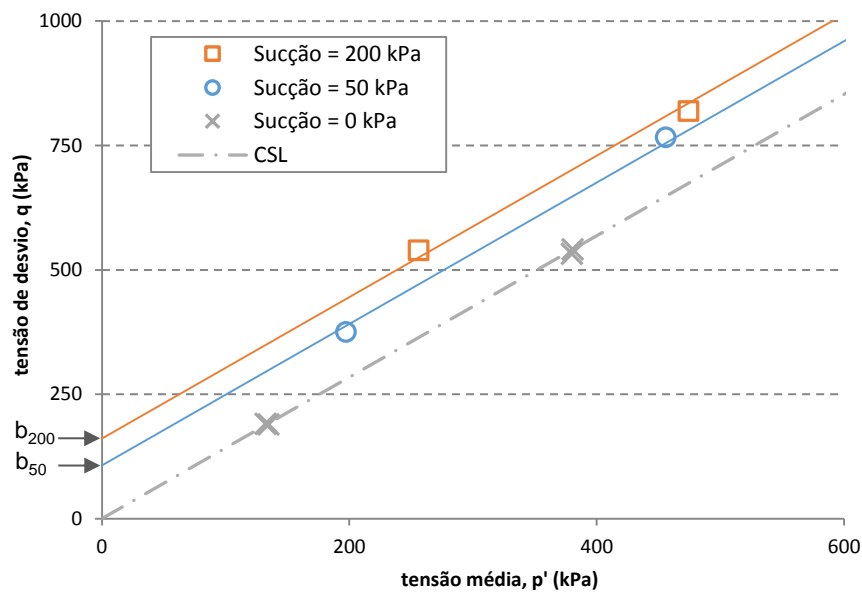


Figura 6.43 – Análise dos efeitos da sucção da resistência residual.

Designando por b a ordenada na origem de cada uma dessas retas representadas na Figura 6.43, a coesão total, c , pode ser calculada a partir da equação:

$$c = b \frac{3 - \sin(\phi'_c)}{6 \cos(\phi'_c)} \quad (6.17)$$

onde ϕ'_c representa o ângulo de atrito efetivo no estado crítico que, por sua vez, pode ser determinado a partir da equação (6.6).

Conhecendo a coesão total, pode calcular-se o ângulo ϕ^b , que representa o aumento da resistência ao corte devido ao aumento da sucção matricial, através da equação:

$$\phi^b = \tan^{-1} \left(\frac{c - c'}{(u_a - u_w)_f} \right) \quad (6.18)$$

onde c' representa a coesão efetiva do material e o termo $(u_a - u_w)_f$ representa a sucção matricial. Admitindo que a coesão efetiva é nula, obtiveram-se ângulos ϕ^b de 46,6° e 21,7°, para as sucções de 50 e 200 kPa, respetivamente. Atendendo à maior confiança no resultado com sucção 200 kPa, parece mais razoável o ângulo ϕ^b de 21,7°.

De acordo com os dados apresentados na secção 2.7.2, o ângulo ϕ^b deveria ser constante e inferior ao ângulo ϕ'_c que, no caso dos rejeitados espessados, vale 35,1°. Este resultado reforça a ideia de que os cinco dias concedidos para a estabilização da sucção no interior dos provetes não foi suficiente.

Durante a fase de corte dos ensaios triaxiais não saturados realizaram-se dois ciclos de descarga e recarga. Em cada ciclo permitiu-se que a carga vertical se reduzisse para metade. Os ciclos foram iniciados quando a extensão axial, medida pela instrumentação interna, era 0,2% e 0,5%. Um dos parâmetros mais interessantes que se podem obter a partir destes ciclos é módulo de deformabilidade em descarga e recarga, E_{ur} , que não é mais do que a inclinação das linhas a preto na Figura 6.44, onde se representam os resultados do ensaio P 300 100 50. Nos vários ensaios o módulo foi determinado simultaneamente através da instrumentação interna e da instrumentação externa. Tal como se pode observa na Figura 6.44, nesta escala de deformação a instrumentação interna fornece uma rigidez muito superior. Tal acontece porque as leituras do LVDT externo incluem a deformabilidade de todo o sistema e não apenas do provete.

Analisando em conjunto os valores obtidos nos quatro ensaios triaxiais não saturados, não foi perceptível a influência da sucção e da tensão de confinamento, possivelmente porque os resultados se encontram influenciados pelas pequenas diferenças no índice de vazios inicial dos provetes, e pelo fato de a sucção não estar equilibrada, como mencionado atrás. No segundo ciclo de descarga e recarga, o valor de E_{ur} variou entre 180 e 220 MPa, quando determinado pela instrumentação externa, e entre 480 e 530 MPa, quando determinado pela instrumentação interna.

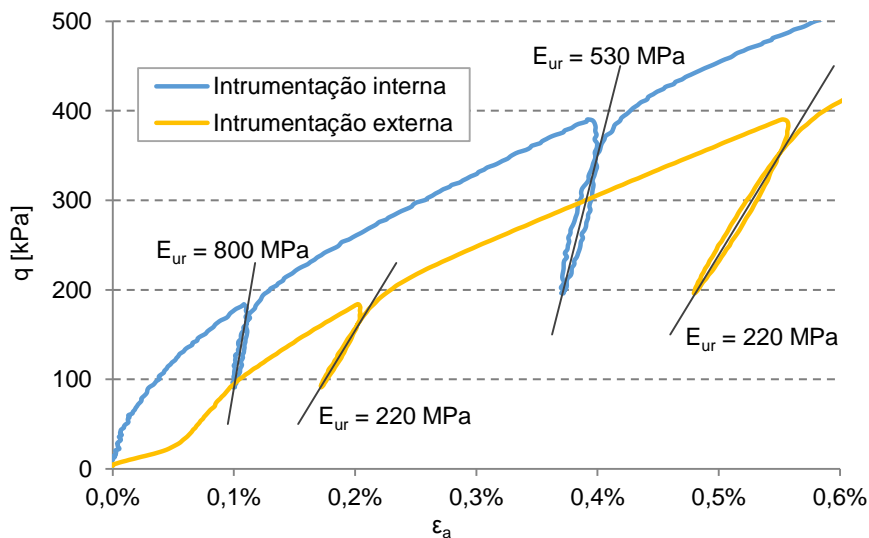


Figura 6.44 – Deformabilidade no ensaio P 300 100 50.

7

CARATERIZAÇÃO DO MATERIAL – Colunas de sedimentação e de secagem

7.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo faz-se uma primeira abordagem ao comportamento exibido pelos rejeitados imediatamente após deposição. Pretende-se avaliar como decorrem os processos de sedimentação, consolidação sob peso próprio e ainda devida aos efeitos da redução do teor em água, seja ela causada por evaporação ou por drenagem.

Uma das formas mais eficazes de acompanhar a evolução da consolidação consiste na colocação dos rejeitados em colunas, através das quais pode observar-se: o assentamento superficial; o perfil de assentamentos; o perfil de pressões neutras (positivas e negativas); a dessecação e consequente formação de fissuras na superfície exposta ao ambiente; a acumulação de sais à superfície; a evaporação; e a drenagem pela base. Para além de fornecerem resultados diretos e tendências de secagem dos rejeitados, os ensaios com colunas de consolidação e secagem são de extrema importância na calibração de modelos numéricos destinados a prever o comportamento dos rejeitados em obra (Junqueira *et al.*, 2011). Neste âmbito, a experimentação assume tal importância que Schiffman *et al.* (1988), citados por Wickland e Wilson (2005), chegam mesmo a afirmar que, para além do misticismo ou adivinhação, os únicos métodos que possibilitam o cálculo, com precisão, dos assentamentos por consolidação de aterros hidráulicos de solos moles, são a medição direta da compressibilidade e permeabilidade, para posterior modelação numérica, não linear, das deformações apontadas pela teoria da consolidação.

Na bibliografia especializada surgem vários exemplos bem-sucedidos da montagem de colunas de sedimentação, consolidação e secagem, em laboratório mas também *in situ*, numa tentativa de reproduzir as reais condições existentes nos depósitos de rejeitados.

Scott *et al.* (2004) apresentam os resultados da monitorização continuada durante 20 anos de colunas de consolidação com 10 m de altura, preenchidas com rejeitados de areias betuminosas (habitualmente designadas por *oil sands* na terminologia anglo-saxónica). Os autores verificaram assentamentos da ordem dos 30% da altura das colunas. Embora tenham registado este assentamento substancial, os autores atribuíram-no a fenómenos de fluência e não à consolidação dos rejeitados.

Dromer *et al.* (2004) realizaram uma montagem laboratorial destinada a estudar em pormenor o comportamento de sedimentação, consolidação e secagem dos rejeitados. Essa montagem consistiu numa coluna instrumentada com transdutores de pressão para medir a pressão da água nos poros, uma câmara de vídeo para acompanhar a evolução do assentamento superficial, e um equipamento para medição da densidade, através da emissão de raios gama. Com este equipamento, ou outros semelhantes, é possível determinar experimentalmente vários parâmetros para incluir em modelos numéricos,

nomeadamente: o índice de compressibilidade, C_c , a condutividade hidráulica vertical, k_v , o coeficiente de compressibilidade, a_v , e o coeficiente de consolidação, c_v . Além da determinação destes parâmetros, este ensaio permitiu ainda determinar a sua relação com o índice de vazios.

Junqueira *et al.* (2011) apresentam um estudo bastante detalhado da monitorização de rejeitados através de colunas de consolidação. O objetivo primordial deste estudo foi medir a quantidade de água libertada pelos rejeitados, não só por evaporação mas também através da drenagem pela base da coluna. Adicionalmente, os autores procuraram avaliar o efeito da espessura das camadas na redução do teor em água, no aumento do índice de vazios e na evolução da resistência ao corte. Estes autores usam colunas com alturas de rejeitados variáveis entre 20 e 120 cm que monitorizam ao longo de 10 semanas. No final do ensaio mediram sucções, resistência ao corte com o ensaio de corte rotativo *vane test* e teor em água ao longo da altura das colunas.

Um outro estudo, em que foram utilizadas colunas de consolidação de grandes dimensões, é apresentado por Wickland e Wilson (2005). Os autores utilizaram quatro colunas, com 1 m de diâmetro e 4 m de altura, para avaliar o comportamento de diferentes solos durante 100 dias. Os solos ensaiados eram constituídos por misturas de dois componentes: material rochoso e rejeitados com granulometria equivalente a uma areia siltosa. Os autores apresentam com bastante detalhe a forma como as colunas foram instrumentadas. Essa instrumentação consistiu, fundamentalmente, na colocação de piezómetros, tensiómetros e marcas de assentamento magnéticas. As marcas de assentamento magnéticas foram colocadas no interior da coluna, juntamente com o solo, e detetadas pelo lado exterior das colunas através de um equipamento capaz de medir o campo magnético produzido. Este estudo é particularmente interessante pelo facto de serem referidos não só os resultados absolutos mas também a precisão do equipamento de monitorização. Os autores detalham a forma como a temperatura influenciou a instrumentação utilizada e inferem acerca da fiabilidade das leituras efetuadas. Chamam a atenção para as variações nas dimensões das colunas por efeito das variações da temperatura ao longo do dia. Foram registadas variações diárias no comprimento das colunas até 5 mm, o que provocou alguma incerteza na medição dos assentamentos. A variação térmica acarretou também uma variação do volume das colunas, levando a que as estimativas da variação volumétrica dos rejeitados tenha uma incerteza de $\pm 3,4$ litros.

Qiu e Sego (2001) apresentam um estudo comparativo cujos principais objetivos são avaliar as propriedades básicas de quatro tipos de rejeitados e examinar o seu comportamento em termos de consolidação e dessecação. Atendendo ao facto de os rejeitados serem habitualmente depositados sob a forma de lamelas com um elevado índice de vazios inicial, os autores utilizaram um “consolidómetro” adaptado a materiais que exibem grande deformação, habitualmente designado por *large strain consolidation apparatus* na terminologia anglo-saxónica. É especialmente detalhada a forma de colocação dos rejeitados no interior do equipamento, mostrando como evitar a formação de bolsas de ar aprisionadas no interior da massa de rejeitados. Não menos importante é a forma encontrada para resolver o problema da precisão das pesagens das colunas. Atendendo à dificuldade em encontrar balanças de precisão com capacidade superior a 20 kg a preço razoável, os autores adotaram um sistema que recorre a uma viga e um contrapeso, tal como ilustra o esquema da Figura 7.1.

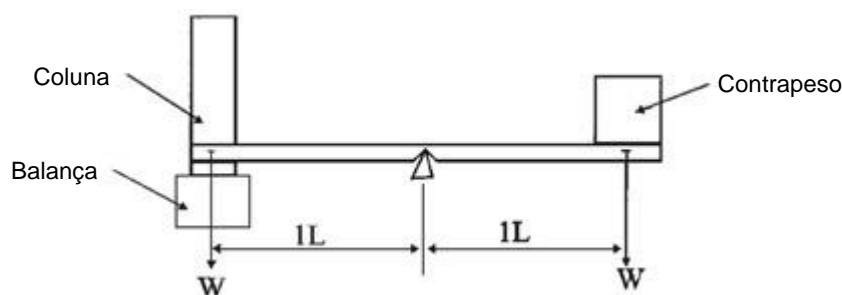


Figura 7.1 – Sistema da pesagem de colunas adotado por Qiu e Sego (2001).

Neste capítulo descrevem-se as diversas séries de colunas realizadas e os principais resultados que permitiram obter.

Na secção 7.2 descrevem-se as colunas de sedimentação. Trata-se de ensaios em que é estudado o processo de sedimentação, depositando os rejeitados no interior de colunas acrílicas e mantendo-os sempre submersos. Procura-se avaliar, sobretudo, os efeitos do grau de espessamento inicial.

Na secção 7.3 aumenta-se a complexidade, avaliando o comportamento dos rejeitados quando sujeitos aos processos de sedimentação e secagem. Com esse objetivo, os rejeitados foram sujeitos a uma ação evaporativa semelhante àquela encontrada no local do depósito de rejeitados objeto deste estudo, a Instalação de Resíduos de Cerro do Lobo. Nesta secção efetua-se um estudo paramétrico com vista a compreender os efeitos do grau de espessamento inicial, da espessura das camadas depositadas e das condições de drenagem pela base.

Por fim, na secção 7.4, procura-se avaliar os efeitos da deposição sequencial de camadas de rejeitados espessados. Em particular, procura-se estudar os efeitos das tensões e do fluxo de água que a deposição de novas camadas impõe às camadas previamente depositadas. Nessa secção tenta-se reproduzir em laboratório o conjunto de fenómenos implícitos na deposição sequencial de rejeitados praticada na Instalação de Resíduos de Cerro do Lobo, por forma a constituir uma base de dados para a calibração do modelo numérico desenvolvido em paralelo.

7.2 COLUNAS DE SEDIMENTAÇÃO

Tendo por objetivo estudar os efeitos do espessamento nas propriedades dos rejeitados foram realizados alguns ensaios em colunas de sedimentação. Para estes ensaios utilizou-se uma amostra de pasta colhida à saída do espessador. Neste âmbito realizaram-se duas baterias de colunas de sedimentação. Na primeira delas foram usadas 11 colunas para determinar o efeito do espessamento no índice de vazios médio. Na segunda bateria usaram-se apenas três colunas para avaliar os efeitos do espessamento na segregação e no perfil vertical do índice de vazios. Em ambos os casos a preparação dos rejeitados para estas colunas seguiu o procedimento descrito em 4.3.3.

7.2.1 PROCEDIMENTO DE ENSAIO

A primeira abordagem aos efeitos do espessamento consistiu em colocar os rejeitados no interior de 11 colunas de sedimentação, designadas por série A, para determinar o índice de vazios médio após concluído o processo de sedimentação. A Figura 7.2 mostra o aspeto destas colunas pouco depois da deposição dos rejeitados.

Em cada uma das 11 colunas foram colocadas misturas contendo 1200 g de partículas sólidas. O teor de sólidos em cada coluna variou entre 25 e 70%, em intervalos de 5%, havendo ainda uma coluna adicional com 73% de partículas sólidas. Este último valor corresponde ao teor de sólidos máximo que se conseguiu obter. Para estas colunas adotou-se a designação A25 a A73, correspondendo a letra “A” à identificação da série e o número ao teor de sólidos, em percentagem.

Utilizando a mesma massa de partículas sólidas garante-se que a tensão efetiva vertical na base de todas as colunas é idêntica. De acordo com a equação (4.3), a tensão efetiva na base de cada uma das colunas no final do processo de sedimentação era 1,9 kPa. Quando cessaram os assentamentos registou-se a altura de rejeitados no interior de cada uma das colunas. Conhecendo-se a densidade e a massa de partículas sólidas determinou-se o índice de vazios médio conseguido em cada coluna.

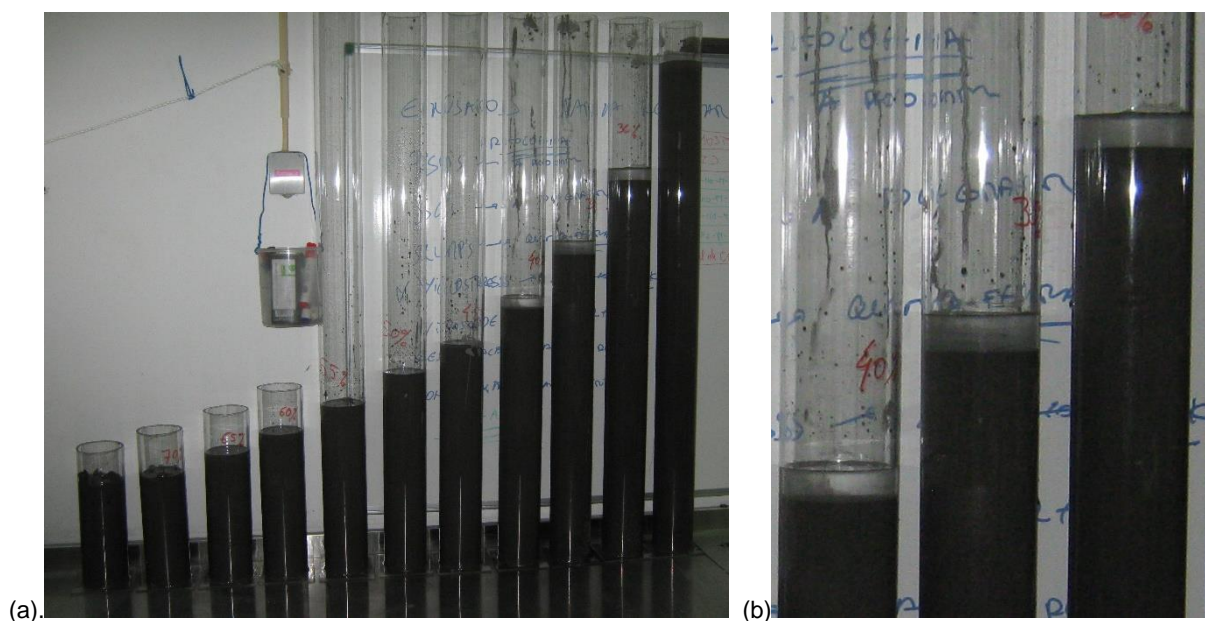


Figura 7.2 – Colunas de sedimentação: a) vista geral; b) pormenor das colunas com 40, 35 e 30% de teor de sólidos.

Depois da primeira série de colunas, onde se puderam afinar os procedimentos de montagem e registo de resultados, realizou-se uma segunda série de colunas, constituída por três colunas (B30, B50 e B70), preparadas de forma idêntica às anteriores. Em cada uma das colunas da série B foram colocados 1000 g de rejeitados secos, espessados até teores de sólidos de 30, 50 e 70%, respetivamente. Para além de servir como confirmação dos valores obtidos na série A, a série B foi utilizada para estudar a variação do índice de vazios com a profundidade e a sua relação com o grau de espessamento.

Depois de terminado o processo de sedimentação procedeu-se à desmontagem das colunas: removeu-se a água sobrenadante; inseriu-se no interior da coluna um rolhão; inverteu-se a coluna; com a ajuda de um êmbolo, extraiu-se a amostra do interior da coluna. À medida que a amostra ia sendo extrudida foram-se cortando fatias com cerca de 2 cm de espessura. Por fim, determinou-se o teor em água de cada fatia e calculou-se o índice de vazios, admitindo que os rejeitados estavam completamente saturados.

Para estudar a segregação dos rejeitados durante a sedimentação guardaram-se pequenas porções da base, do centro e do topo de cada coluna. A curva granulométrica desses materiais foi determinada de acordo com a ISO/TS 17892-4 (CEN, 2004b), usando processos de peneiração e sedimentação.

Realizou-se ainda um outro conjunto de três colunas, a série C (C30, C50 e C70). As colunas desta série são exatamente iguais às colunas da série B. No entanto, depois de terminada a sedimentação, as colunas da série C foram utilizadas para a realização dos ensaios edométricos descritos no ponto 5.4.1.

7.2.2 RESULTADOS

Em todas as colunas foram medidos os assentamentos superficiais durante o processo de sedimentação. Na Figura 7.3 apresenta-se a evolução dos assentamentos das séries B e C. Para facilitar as comparações, os assentamentos são apresentados normalizados em relação ao assentamento final. Observando a figura verifica-se que os rejeitados assentam muito rapidamente e que o assentamento percentual é mais lento nas colunas com maior grau de espessamento. Apesar disso, em todas as colunas ensaiadas, os assentamentos posteriores ao terceiro dia nunca foram superiores a 2 mm. Refira-se, a propósito, que a resolução das leituras efetuadas é próxima de 1 mm.

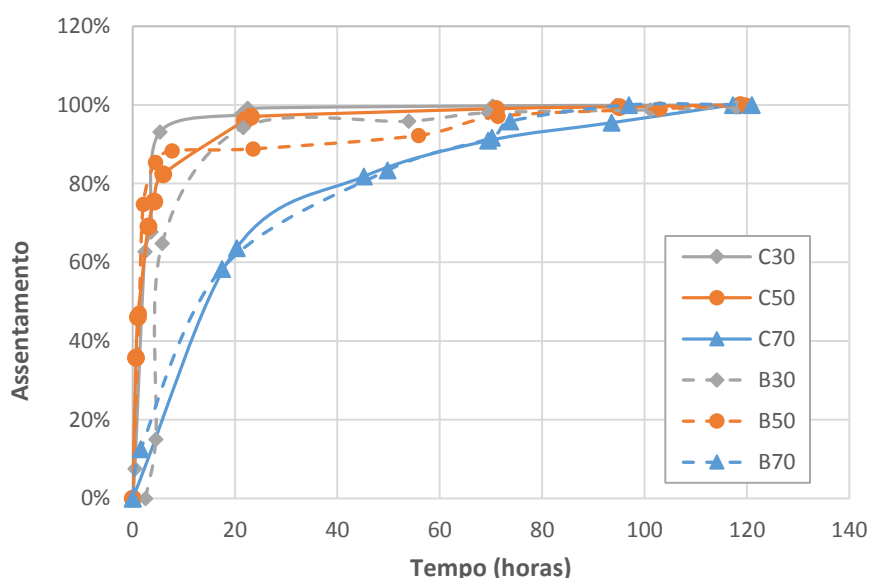


Figura 7.3 – Assentamentos normalizados nas colunas das séries B e C.

Tendo por objetivo avaliar os efeitos do espessamento, no gráfico da Figura 7.4 representa-se a dependência entre o grau de espessamento, traduzido pelo teor de sólidos, e o índice de vazios no final da sedimentação e consolidação sob peso próprio. Este índice de vazios pode também ser designado por índice de vazios de formação. A figura evidencia a existência de uma forte correlação entre estes dois parâmetros. Quando maior o teor de sólidos no momento da deposição menor o índice de vazios médio na coluna. Este efeito tende a aumentar à medida que o grau de espessamento progride. Aumentando o espessamento de 25 para 55% o índice de vazios de formação decresce de 1,9 para 1,7. No outro extremo da escala, a subtil alteração do teor de sólidos de 70 para 73% leva a que o índice de vazios de formação decresça de 1,3 para 1,1.

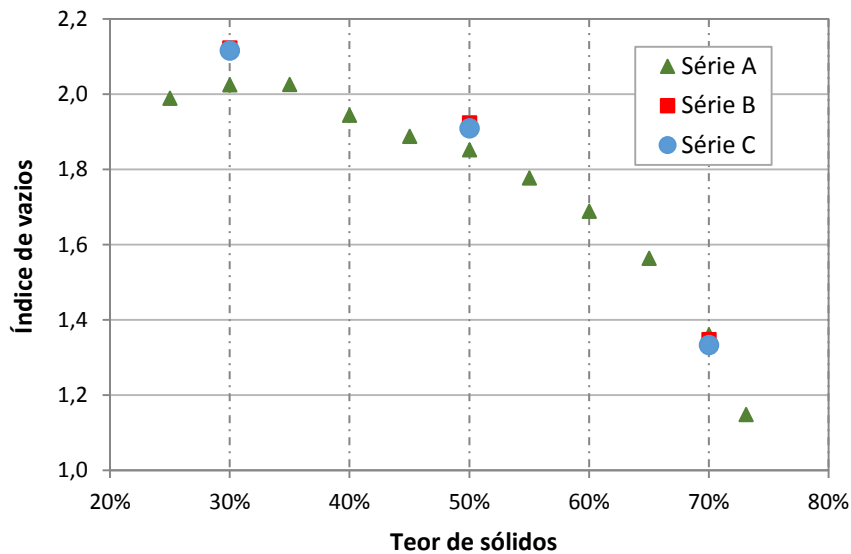


Figura 7.4 – Índice de vazios médio no final da sedimentação.

Tal como referido anteriormente, a série B foi utilizada para determinar o perfil de índice de vazios em altura e a sua relação com o grau de espessamento, estando os resultados representados na Figura 7.5. Olhando atentamente para os resultados da coluna B70, onde se depositaram rejeitados com teor de sólidos de 70%, verifica-se que a evolução em profundidade é comparativamente pequena. Nesta coluna o índice de vazios de formação varia de forma quase linear desde 1,2 na base até 1,4 no topo. Note-se que este valor é muito semelhante ao índice de vazios com que foram depositados, ou seja, 1,5.

Nas restantes colunas os valores são sempre mais elevados, sendo também muito superior a diferença entre o índice de vazios na base e no topo da respetiva coluna.

Relativamente à precisão dos resultados, é importante referir que no topo das colunas B30 e B50 os rejeitados apresentavam uma consistência muito reduzida e um índice de vazios muito alto, pelo que se torna difícil efetuar medições com precisão. No caso da coluna B70, apesar do extremo cuidado durante a deposição, ficaram retidas no interior dos rejeitados algumas pequenas bolhas de ar, pelo que os índices de vazios calculados são ligeiramente superiores aos valores reais. Contrariamente, os rejeitados depositados nas colunas B30 e B50 apresentavam muito pouca viscosidade, sendo mínima a quantidade de bolhas de ar retidas.

Para controlar a qualidade dos resultados, a cada índice de vazios determinado, e_i , associou-se uma altura de influência, h_i , o que permitiu calcular o peso de sólidos em cada camada, W_{Si} , através da equação:

$$W_{Si} = G \frac{\pi D^2 h_i / 4}{1 + e_i} \quad (7.1)$$

onde G representa a densidade das partículas e D o diâmetro interior da coluna. A soma do peso das diversas camadas que se obteve foi 984 g, 1028 g e 1009 g, para as colunas B30, B50 e B70, respetivamente. Estes valores são suficientemente próximos dos 1000 g usados em cada coluna.

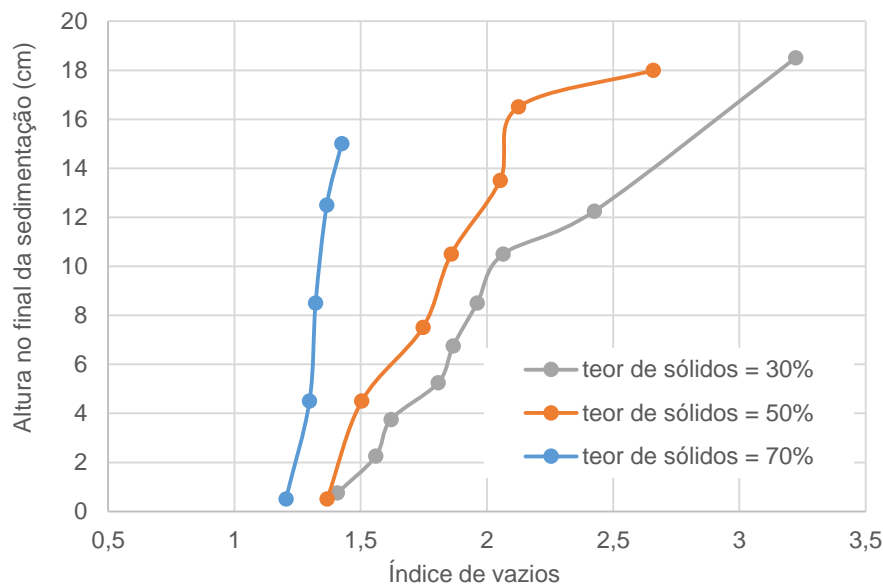


Figura 7.5 – Perfis verticais do índice de vazios de formação.

Para além do índice de vazios de formação, outro aspeto de grande importância é a segregação. Para avaliar os efeitos do espessamento na segregação analisaram-se as curvas granulométricas de subamostras recolhidas a diferentes alturas, ou seja, na base, no centro e no topo de cada uma das colunas da série B. Essas curvas granulométricas encontram-se representadas na Figura 7.6. Para facilitar a leitura não se apresentam as curvas granulométricas do material localizado no centro das colunas.

Esta figura torna clara a existência de segregação nas colunas B30 e B50. As partículas mais grossas depositam-se na base das colunas (diâmetro efetivo, D_{50} , de aproximadamente 50 μm) enquanto as partículas mais finas ficam mais próximas das superfícies (D_{50} próximo de 7 μm). Em ambas as colunas o grau de segregação é similar, já que as respetivas curvas granulométricas são muito idênticas.

Já no caso da coluna B70 as curvas granulométricas do material depositado na base e no topo são praticamente coincidentes, sendo o D_{50} próximo de 20 μm . Curiosamente, as curvas granulométricas dos rejeitados no centro das colunas B30 e B50 são muito semelhantes às curvas granulométricas obtidas na coluna B70.

Estes resultados mostram que o limiar de não segregação acontece para um teor de sólidos algures entre 50 e 70 %.

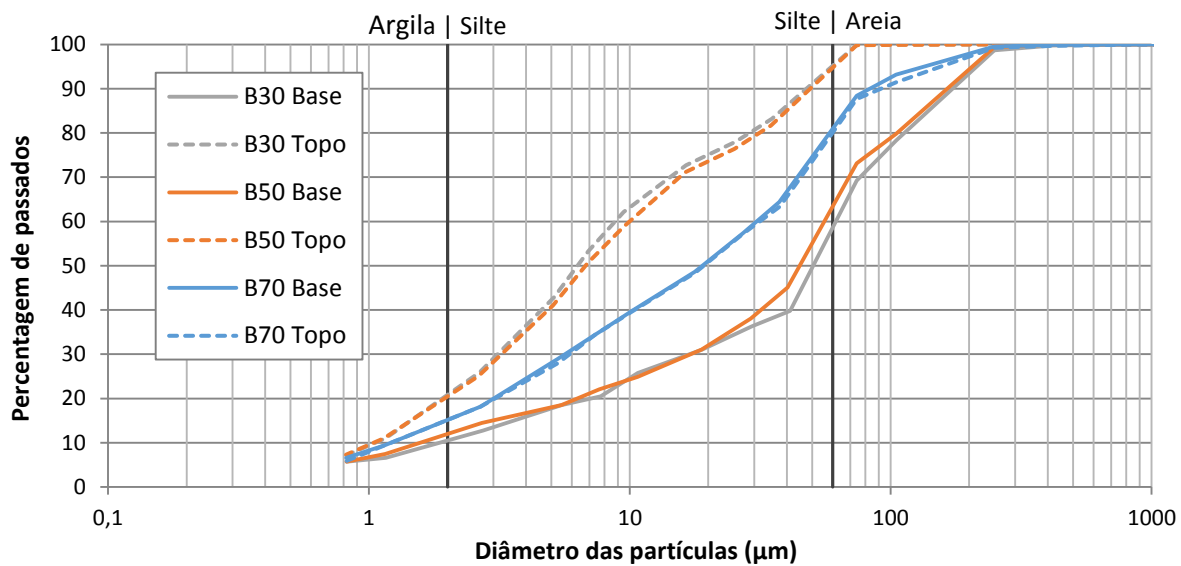


Figura 7.6 – Curvas granulométricas e sua relação com o grau de espessamento.

7.3 COLUNAS DE SECAGEM COM UMA CAMADA

Na sequência dos ensaios de sedimentação apresentados na secção 7.2, realizou-se uma primeira abordagem à secagem dos rejeitados. Pretendia-se nesta fase perceber como evoluem os rejeitados após serem depositados. Mais do que isso, pretendia-se estudar a influência do espessamento, da espessura de camadas e das trocas de humidade com as camadas subjacentes no comportamento dos rejeitados.

Com esses objetivos em mente, realizou-se um conjunto de ensaios que consistiu em colocar os rejeitados no interior de colunas acrílicas, medindo o assentamento e as variações de massa durante dois meses. Para avaliar os efeitos do processo de espessamento foram utilizados rejeitados com diferentes graus de espessamento, mais precisamente, com teores de sólidos variáveis entre 59 e 71%. A amplitude de espessuras de camadas encontradas na Barragem de Cerro do Lobo *in situ* foi simulada através de camadas com 15 e 30 cm de espessura (altura nominal). Adicionalmente, foram simuladas duas condições fronteira, abrindo ou fechando a válvula de drenagem junto à base da coluna. Tal como referido, este procedimento pretendia simular o fluxo de água para as camadas inferiores mais secas. Relativamente à fronteira superior, procurou simular-se as condições de evaporação encontradas *in situ* através de lâmpadas de infravermelhos.

7.3.1 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

A preparação dos rejeitados e a sua colocação no interior das colunas foi efetuada de acordo com o procedimento descrito no subcapítulo 4.3.3. Neste caso concreto, a quantidade de rejeitados colocados em cada coluna foi controlada pelo peso. O peso total inicial de rejeitados, W_{T0} , a colocar em cada coluna foi calculado pela seguinte equação:

$$W_{T0} = \frac{\pi G h_N D^2}{4 (1 + e_N) s} \quad (7.2)$$

onde G representa a densidade das partículas sólidas, h_N representa a altura nominal, D o diâmetro interior da coluna, e_N o índice de vazios nominal, e s o teor de sólidos inicial com que os rejeitados foram espessados.

Uma vez que altura de rejeitados no interior de cada coluna é variável com o tempo, convencionou-se que a altura nominal corresponde á altura de rejeitados quando o índice de vazios é igual a um determinado valor fixo e igual para todas as colunas, o índice de vazios nominal. A experiência com este tipo de rejeitados tem mostrado que o índice de vazios médio no depósito, no final da fase de sedimentação e consolidação sob peso próprio, é próximo de 1,2 e portanto foi esse o valor usado para o índice de vazios nominal. Usando esta metodologia, duas colunas com a mesma altura nominal terão exatamente o mesmo peso de partículas sólidas, embora possam ter rejeitados com diferente grau de espessamento e consequentemente diferente altura inicial.

A altura inicial, h_0 , depende do teor de sólidos inicial e pode ser determinada pela equação:

$$h_0 = h_N \frac{1 + G/s - G}{1 + e_N} \quad (7.3)$$

Pouco depois de serem depositados no interior das colunas, os rejeitados começam a assentar, formando-se à superfície uma camada de água limpa. Essa água de exsudação era recolhida e pesada diariamente, usando para o efeito uma seringa. Tipicamente, apenas se acumulou água à superfície durante a primeira semana. De forma similar, nas colunas onde se permitiu a drenagem pela base, toda a água drenada foi recolhida e pesada.

A água perdida por evaporação foi quantificada pesando periodicamente as colunas e descontando a água eliminada pela drenagem na base e a água de exsudação retirada com a seringa. A variação volumétrica foi avaliada pela variação da altura de rejeitados no interior das colunas. A retração radial e a fendilhação não foram medidas nem contabilizadas nos cálculos. Inicialmente as medições foram efetuadas diariamente mas, assim que os valores começaram a estabilizar, alargou-se o intervalo entre leituras.

Mais detalhes sobre estes ensaios podem ser encontrados em Raposo *et al.* (2014).

7.3.2 EQUIPAMENTO

Para estes ensaios foram usadas colunas com 1 m de altura e 144 mm de diâmetro interno. Estas colunas foram construídas com tubo acrílico transparente com 3 mm de espessura. No exterior de cada coluna foram coladas duas réguas verticais para mais facilmente se medirem os assentamentos. Nas colunas em que se permitiu a drenagem pela base colocou-se uma camada de areia saturada, com 4 cm de espessura, que se cobriu com um geotêxtil, tal como se pode observar Figura 7.7a. Na Figura 7.7b mostram-se as colunas onde se permitiu a drenagem pela base e o respetivo sistema de recolha. Para evitar a evaporação, a água drenada foi recolhida para o interior de um saco plástico.

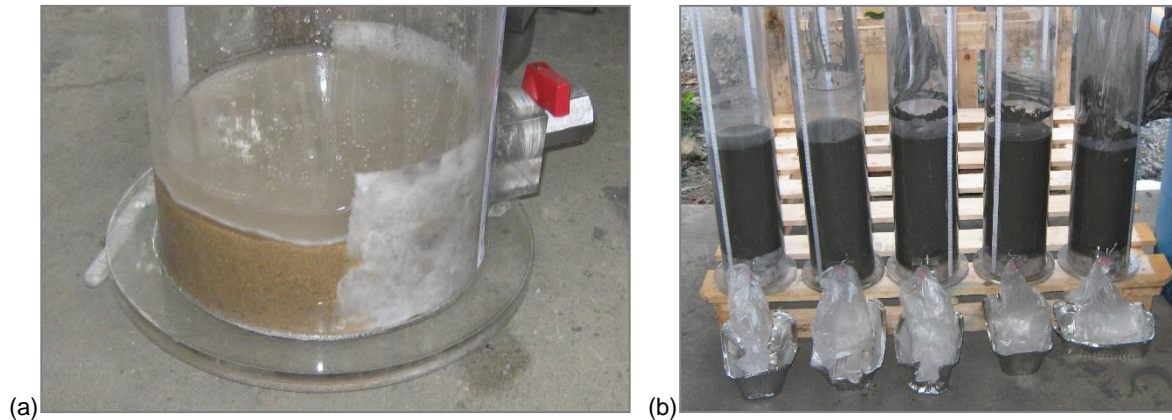


Figura 7.7 – Colunas acrílicas usadas nos ensaios: a) válvula de drenagem e camada de areia na base da coluna; b) colunas drenadas e sistema de recolha de água percolada.

Na Figura 7.8a podem observar-se algumas das colunas no decorrer dos ensaios, enquanto na Figura 7.8b se pode observar em pormenor uma das colunas no final dos testes. Tal como indicado no Quadro 7.1, utilizou-se um total de 17 colunas, divididas em 4 grupos. O Grupo 1 era composto por cinco colunas com uma altura nominal de 15 cm e teor de sólidos inicial variável entre 59 e 71%. O Grupo 2 era idêntico ao Grupo 1 mas tinha altura nominal de 30 cm. O grupo 3 era idêntico ao Grupo 2 com a variante de ser permitida a drenagem pela base. Por fim, o Grupo 4 consistia em duas colunas com 15 e 30 cm de água, destinadas a controlar a taxa de evaporação imposta pelas lâmpadas de infravermelhos. A coluna com 15 cm de água é visível ao centro da Figura 7.8a.

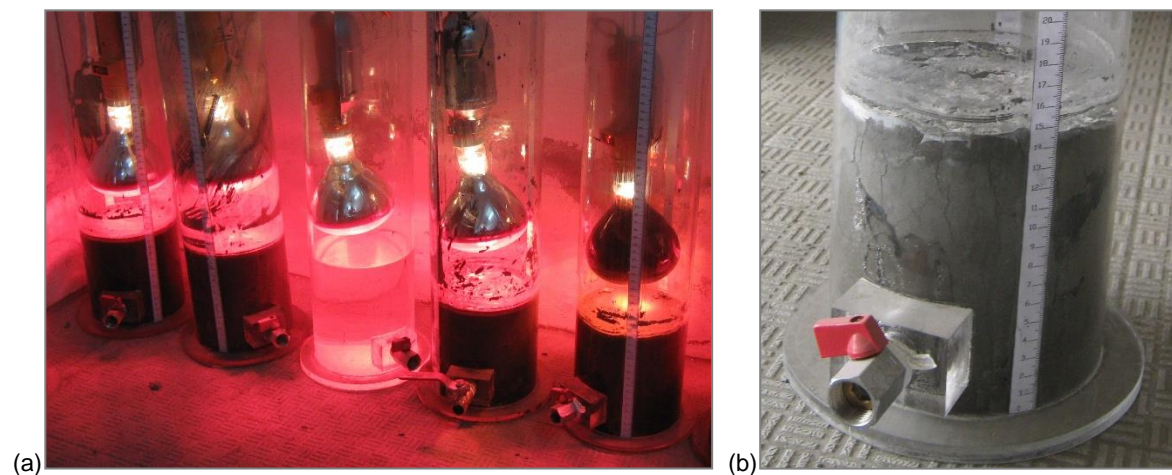


Figura 7.8 – Colunas acrílicas usadas nos ensaios: a) lâmpadas de infravermelhos e coluna de controlo contendo apenas água; b) pormenor de uma coluna no final do ensaio.

Quadro 7.1 – Identificação das colunas de secagem e definição das condições iniciais

Coluna	Grupo	Altura nominal	s	Drenagem
15 cm, 59%	1	15	59%	-
15 cm, 62%	1	15	62%	-
15 cm, 65%	1	15	65%	-
15 cm, 68%	1	15	68%	-
15 cm, 71%	1	15	71%	-
30 cm, 59%	2	30	59%	-
30 cm, 62%	2	30	62%	-
30 cm, 65%	2	30	65%	-
30 cm, 68%	2	30	68%	-
30 cm, 71%	2	30	71%	-
30 cm, 59%, dr	3	30	59%	drenado
30 cm, 62%, dr	3	30	62%	drenado
30 cm, 65%, dr	3	30	65%	drenado
30 cm, 68%,dr	3	30	68%	drenado
30 cm, 71%, dr	3	30	71%	drenado
H2O, 15 cm	4	15	água	-
H2O, 30 cm	4	30	água	-

7.3.3 EVAPORAÇÃO

O clima é um dos fatores que mais afeta o comportamento dos rejeitados, sendo especialmente importante a evaporação. Tal como referido no Capítulo 2, existem dois tipos de evaporação: a evaporação potencial e a evaporação efetiva. A evaporação potencial, sob determinadas condições climatéricas, corresponde ao volume de água por unidade de área que se evapora a partir de uma superfície líquida, como por exemplo um lago. É habitualmente medida em milímetros. A evaporação efetiva a partir da superfície dos rejeitados pode ser bastante inferior à evaporação potencial, dependendo da permeabilidade e da disponibilidade de água. A evaporação potencial é, na prática, o limite superior da evaporação efetiva.

No interior do laboratório a evaporação potencial é próxima de zero. Portanto, foram usadas lâmpadas de infravermelhos para potenciar a evaporação, tal como se pode observar na Figura 7.8a. Para determinar a taxa de evaporação potencial conseguida com as lâmpadas foram realizados alguns testes preliminares fazendo variar a distância entre as lâmpadas e a superfície da água, bem como a distância entre a água e o bordo superior das colunas. Uma vez que as lâmpadas conseguem impor uma evaporação potencial de 40 mm diários, apenas foram ligadas durante algumas horas do dia, em função

da taxa de evaporação diária pretendida. Para controlar a evaporação e regular o tempo durante o qual se mantinham as lâmpadas ligadas, usaram-se duas colunas contendo apenas água.

Para que se pudessem separar os efeitos da sedimentação e consolidação dos efeitos da secagem devidos à exposição ambiental, apenas se ligaram as lâmpadas duas semanas após o início dos ensaios.

7.3.4 RESULTADOS: EVAPORAÇÃO, EXSUDAÇÃO E DRENAGEM

Embora no caso de solos saturados a evaporação seja próxima da evaporação potencial, a evaporação efetiva a partir da superfície de um solo decresce muito rapidamente assim que o solo entra em regime não saturado (Wilson *et al.*, 1997). É sabido que o aumento da sucção no solo faz reduzir a disponibilidade de água e a permeabilidade do solo, limitando a transferência de humidade para a atmosfera.

Além da sucção, a evaporação efetiva a partir de uma superfície de solo depende de outros dois fatores com efeito contrário: por um lado a formação de fendas verticais, resultantes da retração, faz aumentar a área superficial em contacto com a atmosfera, contribuindo para as perdas de água por evaporação (Fujiyasu *et al.*, 2000); por outro lado a acumulação de sais à superfície aumenta a refletividade dos rejeitados, reduzindo a densidade de saturação de vapor e aumentando a resistência à transferência de humidade (Fujiyasu e Fahey, 2000).

Tal como referido na secção 7.3.3, a evaporação no interior do laboratório é mínima, tendo-se recorrido a lâmpadas de infravermelhos para impor taxas de evaporação semelhantes às registadas *in situ*. A Figura 7.9 mostra os resultados da evaporação nas colunas com 15 cm de altura nominal (Grupo 1). A evaporação potencial é representada pelas barras na parte superior do gráfico, cuja escala se representa à direita do mesmo. Tal como referido anteriormente, para isolar a fase de sedimentação e consolidação sob peso próprio da fase de secagem (Salfate, 2011), as lâmpadas de aquecimento foram mantidas apagadas durante as duas primeiras semanas dos ensaios e apenas foram ligadas quando já não se detetava qualquer evolução no assentamento superficial. Depois desse período inicial, as lâmpadas eram mantidas acesas durante uma parte do dia, por forma a impor uma taxa de evaporação de 5 e 10 mm/dia. No final dos ensaios a evaporação potencial total foi de 295 mm de água, o que corresponde à soma das barras verticais representadas na parte superior da Figura 7.9.

Tal como referido em 7.3.1, a evaporação efetiva foi medida pela variação do peso total das colunas, descontado da massa de água removida à superfície e pelo sistema de drenagem na base das colunas. O rácio de evaporação foi calculado dividindo a evaporação efetiva, E_E , pela evaporação potencial, E_P . A Figura 7.9 mostra que, na maioria dos casos, o rácio de evaporação vai decrescendo à medida que decorrem os ensaios. Em todas as colunas este rácio começa por ser aproximadamente 1,0, mas rapidamente se reduz à medida que os rejeitados deixam de estar saturado. No final dos ensaios as colunas com altura nominal de 15 cm estavam quase completamente secas e o rácio de evaporação era em todos os casos inferior a 0,03.

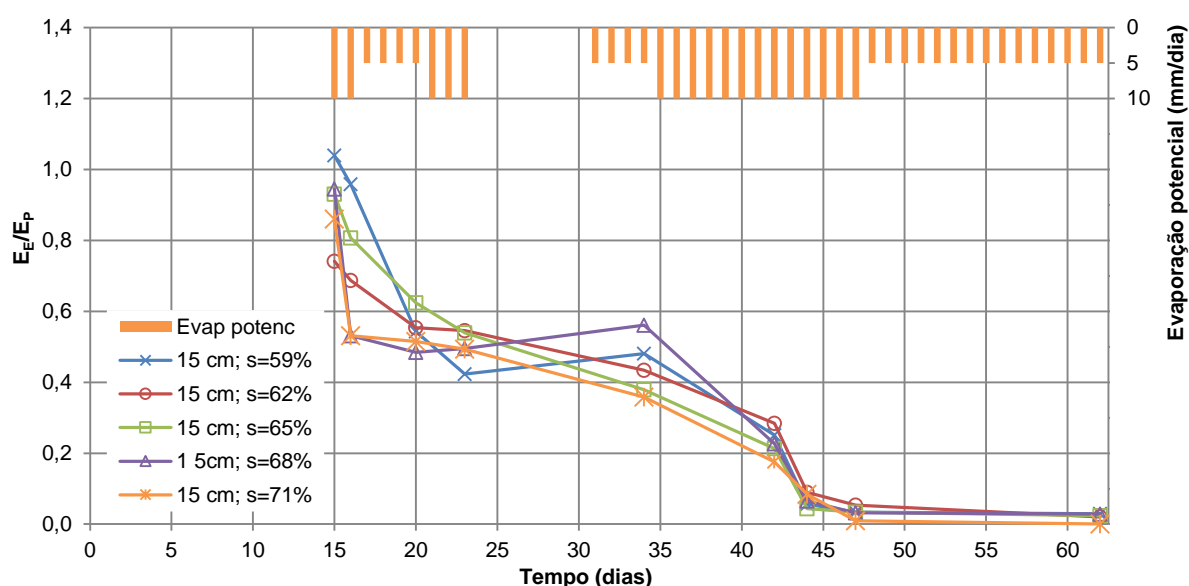


Figura 7.9 – Evolução da evaporação potencial e evaporação efetiva nos ensaios com as colunas de secagem com uma camada.

No Quadro 7.2 identificam-se todas as perdas de água das colunas. Apesar de terem estado sujeitas à mesma evaporação potencial, a evaporação efetiva variou consideravelmente entre as várias colunas. A evaporação efetiva média foi 34% da evaporação potencial, variando entre 25 e 49%, dependendo das condições de drenagem, espessura da camada e teor de sólidos inicial. Apesar dessas variações, são notórias algumas tendências:

- a evaporação efetiva nas colunas com 30 cm de altura nominal, Grupo 2, é apenas marginalmente superior à evaporação nas colunas com 15 cm, Grupo 1; tendo em conta que a quantidade de água disponível nas primeiras é o dobro das demais, isto mostra que a espessura da camada tem um grande efeito na eficácia da evaporação;
- nas colunas onde se permitiu a drenagem pela base, Grupo 3, a evaporação efetiva foi maior do que nas colunas onde essa drenagem não foi permitida, Grupo 2; este resultado foi algo inesperado, já que em ambos os grupos de colunas a quantidade total de água era idêntica; uma vez que as colunas drenadas perdem alguma água pela base, seria de esperar que nestas colunas a evaporação efetiva fosse inferior à das colunas não drenadas; note-se que nas colunas drenadas existe mais água disponível, como resultado da camada drenante de areia que no início dos ensaios se encontra saturada; admitindo um índice de vazios de 0,6, essa camada de areia com 40 mm de espessura contém o equivalente a 15 mm de água; além disso, pelo facto das colunas drenadas terem na base uma abertura, pode formar-se um gradiente vertical que leve à existência de diferentes condições de evaporação; serão necessários mais ensaios para compreender melhor este comportamento;
- tal como esperado, existe uma correlação inversa entre o teor de sólidos inicial e a quantidade de água evaporada a partir das colunas.

Tendo por objetivo auxiliar a análise da evaporação, incluíram-se no Quadro 7.2 os resultados relativos à exsudação e à drenagem. O quociente E_e/E_p consiste no rácio entre a evaporação efetiva e a evaporação potencial e a variável S_{final} representa o grau de saturação no final do ensaio. As principais constatações são as seguintes:

- as colunas com teor de sólidos inicial mais baixo exsudam mais do que as demais (o teor de sólidos inicial tem mais efeito na exsudação do que na evaporação);
- as colunas drenadas exsudam menos do que as colunas não drenadas; a soma da água drenada com a água de exsudação é maior nas colunas drenadas.

Quadro 7.2 – Sumário das perdas de água nas colunas

Coluna	Evaporação (mm)	Exsudação (mm)	Drenagem (mm)	Perda total (mm)	E_E/E_P	S_{final}
15 cm, 59%	90	48	-	138	31%	94%
15 cm, 62%	88	27	-	115	30%	93%
15 cm, 65%	82	22	-	104	28%	94%
15 cm, 68%	86	14	-	100	29%	95%
15 cm, 71%	72	9	-	81	25%	95%
30 cm, 59%	79	93	-	172	27%	78%
30 cm, 62%	108	59	-	167	37%	83%
30 cm, 65%	89	31	-	120	31%	84%
30 cm, 68%	89	34	-	123	30%	82%
30 cm, 71%	103	17	-	120	35%	88%
30 cm, 59%, dr	143	58	49	250	49%	90%
30 cm, 62%, dr	125	36	54	215	43%	90%
30 cm, 65%, dr	107	14	26	146	37%	87%
30 cm, 68%, dr	119	14	25	157	41%	90%
30 cm, 71%, dr	103	6	20	129	35%	91%

7.3.5 RESULTADOS: ASSENTAMENTOS

Os resultados relativos aos assentamentos nas colunas encontram-se resumidos na Figura 7.10. Para facilitar a interpretação dos resultados apenas se representam na figura os resultados de cinco colunas. Para que se possam comparar colunas com diferentes alturas, os assentamentos foram normalizados relativamente à espessura inicial das camadas.

Durante o período inicial de duas semanas permitiu-se que os rejeitados sedimentassem e consolidassem sob ação do respetivo peso próprio, sem evaporação significativa. Tipicamente, metade dos assentamentos acontecem neste período. Ao quinto dia os assentamentos estavam praticamente estabilizados em todas as colunas. A espessura da camada parece não ser um fator importante nesta fase. A drenagem pela base, no entanto, desempenha um papel fundamental, aumentando drasticamente o assentamento inicial.

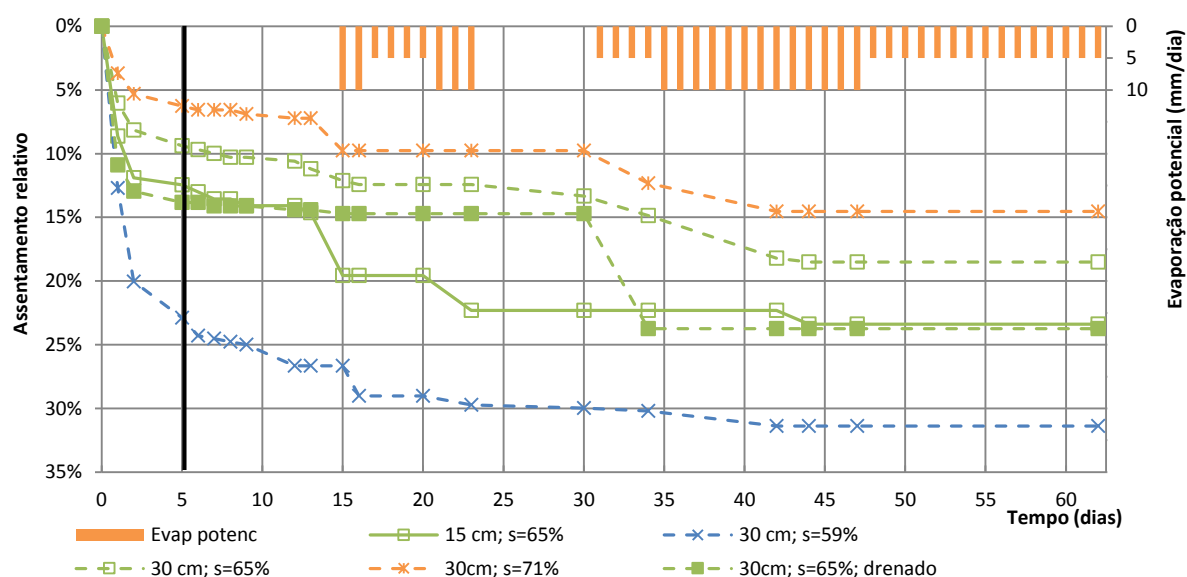


Figura 7.10 – Evolução dos assentamentos relativos nos ensaios com as colunas de secagem com uma camada.

Entre o período inicial de rápida variação (cerca de uma semana) e o final da segunda semana, a evolução dos assentamentos foi pequena. No final deste período inicial de sedimentação e consolidação sob peso próprio, o teor de sólidos tinha aumentado bastante mas a dispersão de valores entre as diversas colunas manteve-se. Essa dispersão resulta, fundamentalmente, das diferenças entre os teores de sólidos iniciais, e em menor grau das condições de drenagem e espessura das camadas. Passados 15 dias desde o início do ensaio as colunas com rejeitados espessados a 71% apresentavam um assentamento relativo de 9%, enquanto nas colunas com rejeitados espessados a 59%, o assentamento médio corresponde a 29% da altura inicial. Este era o resultado previsível pois, se o volume de partículas sólidas é idêntico, as colunas com altura inicial mais elevada, contendo rejeitados menos espessados, terão necessariamente assentamentos superiores. Verificou-se uma forte correlação inversa entre o teor de sólidos inicial e os assentamentos.

Durante esta primeira fase de sedimentação e consolidação sob peso próprio a evaporação foi muito próxima de zero. A maior parte da água foi perdida por exsudação e, nos casos em que tal foi permitido, por drenagem através da base.

Duas semanas depois do início dos testes, os assentamentos estavam estabilizados, uma vez que os processos de sedimentação e consolidação sob peso próprio estavam praticamente concluídos. Nessa altura começaram a ser usadas as lâmpadas de infravermelhos para potenciar a evaporação, tal como mostram as barras na zona superior da Figura 7.10. A evaporação imposta provocou um acréscimo de 5 a 10% nos assentamentos relativos.

No início dos ensaios a superfície dos rejeitados era lisa e horizontal, permitindo registar os assentamentos com uma precisão de aproximadamente 1 mm. No entanto, quando os rejeitados entraram em regime não saturado começaram a surgir fendas de retração e a superfície tornou-se irregular, tal como se pode observar na Figura 7.8b, reduzindo a precisão das leituras para cerca de 5 mm.

7.3.6 RESULTADOS: GRAU DE SATURAÇÃO

Na Figura 7.11 apresenta-se a evolução do grau de saturação durante os ensaios. Antes de mais é importante recordar que os valores apresentados correspondem ao grau de saturação médio de cada coluna. Evidentemente, os rejeitados ficam mais secos próximo da superfície do que na base.

Durante a primeira fase, até ao 13º dia, enquanto a evaporação foi praticamente nula, os rejeitados mantiveram-se saturados. Mesmo nas colunas em que se permitiu a drenagem os rejeitados mantiveram-se saturados enquanto não se ligaram as lâmpadas de aquecimento.

Assim que os rejeitados começaram a secar, surgiram forças de sucção e ocorreu uma redução volumétrica. Esta contração ocorre nas direções vertical e horizontal: os rejeitados começam por se destacar das paredes da coluna e, pouco depois, começam a surgir, à superfície, as primeiras fendas. Uma vez que no cálculo do volume total se despreza a retração horizontal, o volume calculado é necessariamente maior do que o volume real. Esta diferença tem consequências no cálculo dos vários índices físicos. Em particular, o índice de vazios calculado é superior ao real, enquanto o grau de saturação é inferior.

Tal como esperado, as camadas menos espessas dessaturam mais rapidamente. As colunas com altura nominal de 15 cm, Grupo 1, terminaram o teste com um grau de saturação de 20%. Em todas as colunas deste grupo a evolução do grau de saturação médio foi semelhante, apesar dos diferentes teores de sólidos iniciais. Após 45 dias do início dos ensaios, o grau de saturação manteve-se praticamente constante. Esta constatação experimental indica que existe pouca vantagem em deixar os rejeitados secar para além desse ponto, tratando-se de um resultado importante para efeitos práticos de gestão do depósito de rejeitados. Não obstante, não é comum atingirem-se *in situ* graus de saturação tão reduzidos, devido a ritmos de deposição elevados e limitações na área de deposição. Além disso, na maioria das instalações de deposição de rejeitados é prática corrente manter um grau de saturação acima de 85%, para minimizar o risco de drenagem ácida. Apesar desta limitação, é praticável deixar os rejeitados secarem para além desse limite, já que vão absorver parte da humidade das camadas subsequentes.

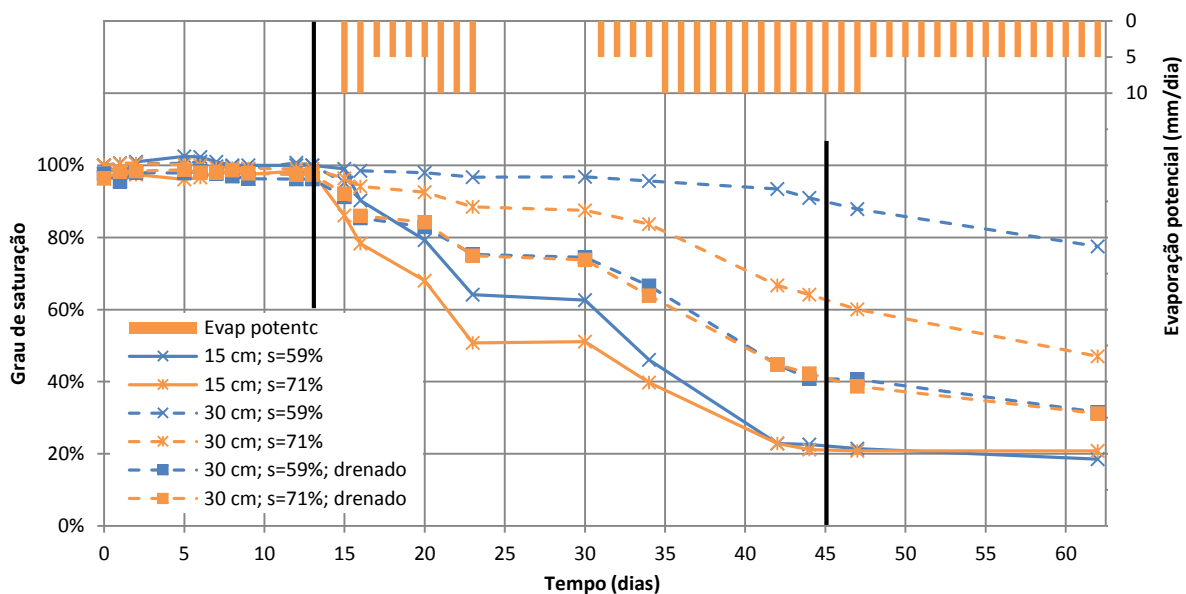


Figura 7.11 – Evolução do grau de saturação nos ensaios com as colunas de secagem com uma camada.

As colunas não drenadas com altura nominal de 30 cm chegaram ao final dos ensaios com graus de saturação variáveis entre 47 e 78%, dependendo do teor de sólidos inicial. Já as colunas drenadas, também com 30 cm, chegaram ao final com um grau de saturação de 31%.

Comparando os valores finais dos três grupos de colunas, salta à vista que a deposição em camadas mais finas é mais eficiente do que proporcionar drenagem pela base das mesmas, conduzindo a rejeitados com menor grau de saturação e teor em água.

7.3.7 RESULTADOS: ÍNDICE DE VAZIOS

O índice de vazios é, porventura, dos parâmetros em análise aquele que se reveste de maior importância já que é usado para prever a permeabilidade, a resistência, a rigidez e até o potencial de liquefação.

Tal como pode ser observado na Figura 7.12, onde se representa a variação do índice de vazios nas colunas do Grupo 2, a maior redução do índice de vazios acontece durante o processo inicial de sedimentação e consolidação sob peso próprio. Depois da acentuada variação verificada nos primeiros dias, o índice de vazios mantém-se praticamente constante até ao final da segunda semana, altura em que se impôs uma evaporação potencial de 10 mm/dia.

A Figura 7.12 torna evidente a importância do grau de espessamento. Nas colunas representadas, o índice de vazios final variou entre 1,04 nas colunas com 72% de sólidos e 1,32 nas colunas com 59% de sólidos. Trata-se de uma enorme diferença, em especial quando traduzida em resistência e rigidez. Isto mostra como o comportamento dos rejeitados é controlado pelo seu estado no momento da deposição. A um maior teor de sólidos inicial corresponde não só uma menor exsudação mas também melhorias no comportamento dos rejeitados a longo prazo, designadamente, obtendo-se índices de vazios mais reduzidos.

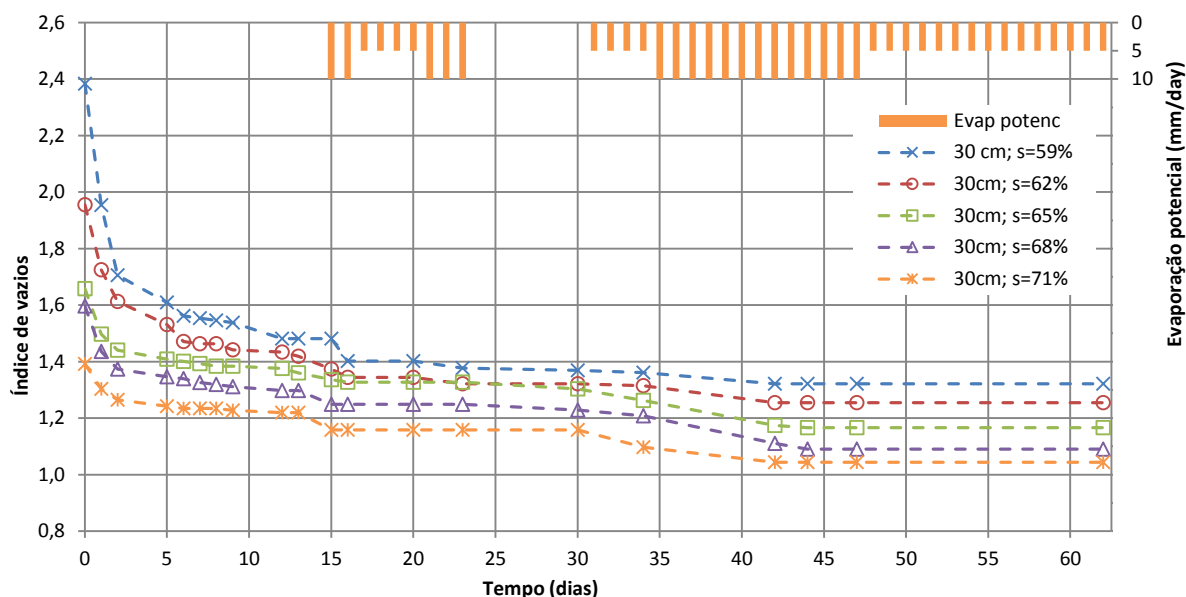


Figura 7.12 – Evolução do índice de vazios nas colunas de secagem com drenagem pela base e com altura nominal de 30 cm.

A Figura 7.13 procura fazer sobressair os efeitos da espessura da camada e das condições de drenagem. Nessa figura, compara-se a evolução do índice de vazios nas colunas com o mesmo teor de sólidos, 59%. Atente-se na rápida redução do índice de vazios nas colunas drenadas: nessa coluna o índice de vazios reduz-se de 2,4 para 1,45 em apenas dois dias, enquanto nas restantes colunas a redução nesse mesmo período é de 2,4 para 1,7. Essa diferença explica-se pela maior facilidade com que as colunas drenadas perdem o excesso de água. De facto, o sistema de drenagem pela base desta coluna recolhe o equivalente a 45 mm de água, que representa cerca de 20% do total perdido pela coluna.

Comparando as colunas com 15 e 30 cm sem drenagem, é possível observar uma evolução muito semelhante durante a fase de sedimentação. No entanto, assim que a água dos rejeitados começa a evaporar, nota-se uma clara distinção entre ambas, já que a evaporação é muito mais eficaz em camadas mais delgadas. Nestas colunas, os índices de vazios finais foram de 1,1 e 1,3, respetivamente.

Note-se que os valores do índice de vazios apresentados nesta secção são superiores aos valores reais, já que a contração radial não foi medida nem considerada nos cálculos. Portanto, assim que os rejeitados começaram a fissurar, por volta do 14º dia, os valores apresentados deixam de ser precisos. Essa imprecisão aumenta à medida que a fissuração progride. Para ultrapassar esta dificuldade poderia ter sido usado o procedimento proposto por Simms *et al.* (2007). Estes autores determinam a área em planta ocupada pelas fendas e admitem que se estendem a toda a altura da camada. No entanto, este procedimento também não corresponde em rigor ao observado no comportamento dos rejeitados, já que há uma variação da área das fissuras em profundidade, pelo que se optou pela apresentação mais simples que consiste em ignorar as extensões radiais causadoras da fendilhação.

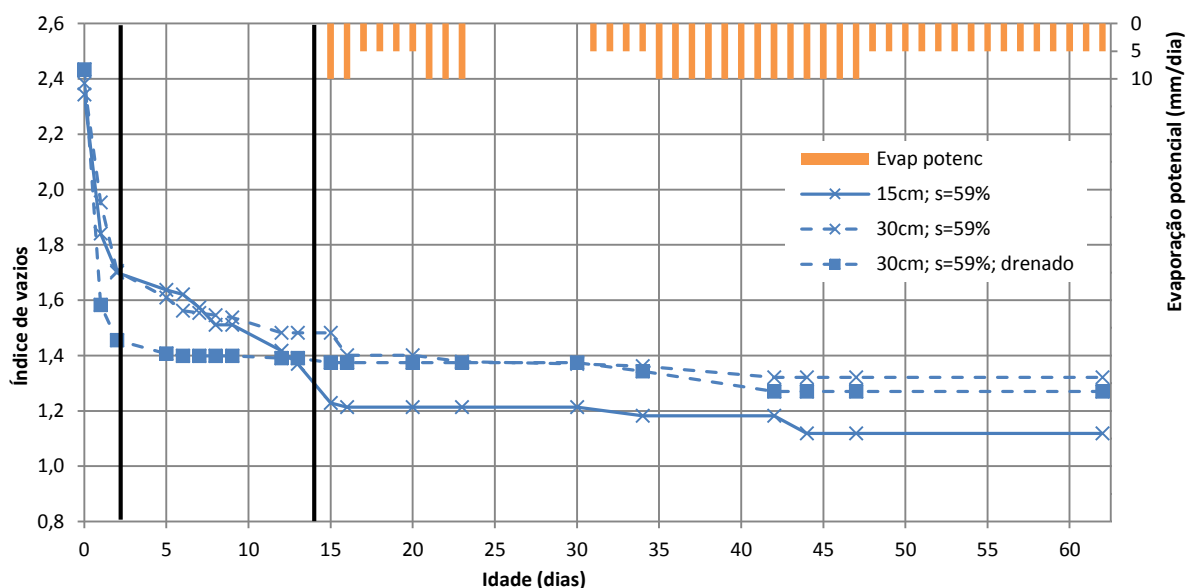


Figura 7.13 – Evolução do índice de vazios nas colunas de secagem com teor de sólidos de 59%.

7.4 COLUNAS DE SECAGEM COM VÁRIAS CAMADAS

Tomando como ponto de partida a experiência e o conhecimento adquirido com a primeira série de colunas de secagem, apresentada na secção 7.3, realizou-se uma segunda série de ensaios em colunas de secagem. Nesta segunda série foram postas em prática algumas medidas de melhoria e correção dos problemas identificados na série anterior, designadamente: melhorou-se a construção das colunas para

evitar fugas de água, alterou-se o sistema de evaporação e dotaram-se as colunas de portas laterais para permitir a colocação de instrumentação no interior da massa de rejeitados.

Esta segunda série de colunas permitiu a realização de um estudo paramétrico com vista à identificação das variáveis com maior impacto no comportamento dos rejeitados. Os parâmetros avaliados foram: o ritmo de deposição, traduzido na espessura total de rejeitados depositada no período de um ano; a espessura das camadas depositadas; o grau de espessamento, traduzido pelo teor de sólidos dos rejeitados no momento da deposição; a granulometria e a evaporação potencial.

Para a realização dos ensaios de secagem com várias camadas de rejeitados foram fabricadas novas colunas de acrílico, por forma a superar alguns dos problemas detetados durante a realização dos ensaios de secagem com uma camada. Estas 12 novas colunas, visíveis na Figura 7.14, são constituídas por módulos cilíndricos com 600 mm de altura, 150 mm de diâmetro exterior e 4 mm de espessura. Esses módulos possuíam em cada extremidade uma flange com 10 mm de espessura, dotada de 8 furos, por forma a permitir ligar os módulos às bases de apoio ou unir dois ou mais módulos. Todas as colunas começaram por ter 600 mm de altura, acrescentando-se módulos à medida que tal se tornava necessário. A estanquidade na ligação entre dois módulos ou entre um módulo e a base foi conseguida através de o-rings colocados num rebordo das flanges, tal como se pode observar na Figura 7.15. Para além das peças que constam na Figura 7.14 existiam 6 módulos cilíndricos adicionais, também com 600 mm de altura, que foram sendo acoplados às colunas à medida que era necessário.



Figura 7.14 – Colunas acrílicas para os ensaios de secagem com várias camadas.



Figura 7.15 – Colunas acrílicas para ensaios de secagem com várias camadas: pormenor das bases de apoio.

Outro dos aspetos que se procurou melhorar relativamente à primeira série de colunas foi o sistema de controlo de evaporação, já que, em alguns casos, as lâmpadas de infravermelhos proporcionavam temperaturas demasiado elevadas.

A primeira alternativa consistiu em colocar no interior das colunas um tubo com 5 cm de diâmetro, posicionado a cerca de 10 cm da superfície dos rejeitados, que se ligou a um sistema de extração de ar. Esta solução revelou-se bastante problemática, não só pela dificuldade de ligação das várias colunas ao sistema de extração, mas também pela reduzida taxa de evaporação diária conseguida.

A solução encontrada consistiu em insuflar ar no interior das colunas, através de secadores de cabelo aos quais foram acoplados tubos de PVC (Figura 7.16). A extremidade inferior dos tubos de PVC era mantida a 20 cm da superfície dos rejeitados através de um grampo ajustável, tal como se pode observar na Figura 7.16b. Os secadores foram sempre ligados no modo frio, funcionando como meros ventiladores. Apesar disso, pelo facto de permanecerem ligados durante várias horas, era notório o sobreaquecimento do ar no espaço onde estavam as colunas.



Figura 7.16 – Sistema de insuflação de ar para forçar a evaporação nas colunas: a) aspeto geral dos ventiladores; b) pormenor da ligação do sistema de insuflação às colunas.

Este sistema de evaporação foi montado paralelamente nas colunas com rejeitados e em três colunas contendo apenas água, que serviam para controlo da evaporação potencial. Nessas três colunas, designadas “H₂O 1”, “H₂O 2” e “H₂O 3”, era objetivo impor 12, 8 e 4 mm de evaporação diária, respetivamente. Foi montada uma quarta coluna de controlo, designada “sala”, para monitorizar a evaporação ambiental sem ventilação. Os resultados obtidos constam na Figura 7.17. Notam-se grandes

flutuações, resultantes das variações diárias da temperatura e humidade ambientais e das múltiplas avarias dos secadores.

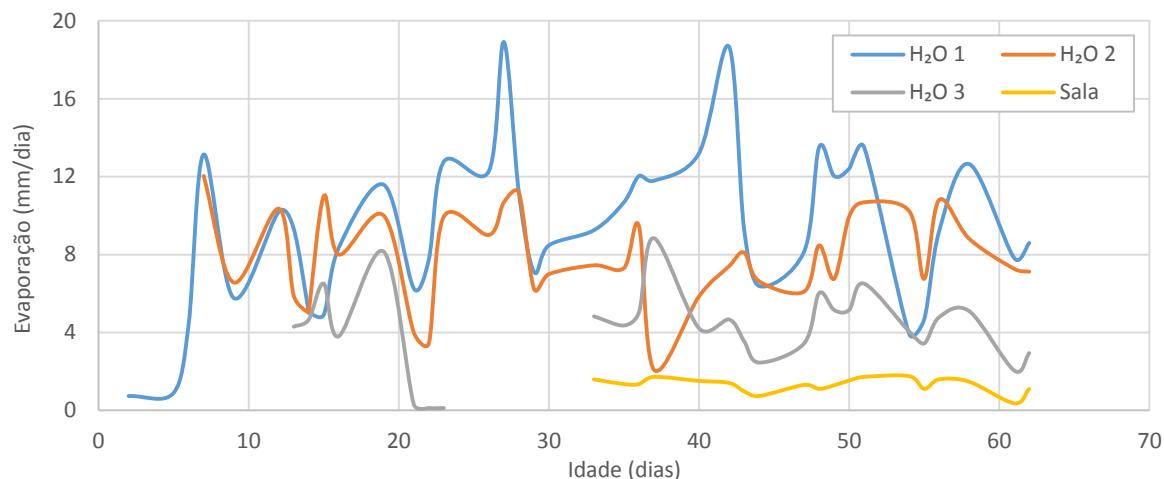


Figura 7.17 – Evaporação diária nas colunas de controlo da evaporação.

Devido à dispersão observada na Figura 7.17, o tempo de funcionamento do sistema de evaporação foi sendo ajustado. Na Figura 7.18 pode observar-se que com a passagem do tempo o efeito das oscilações é cada vez menor, e que as curvas da evaporação média são assintóticas para os valores pretendidos.

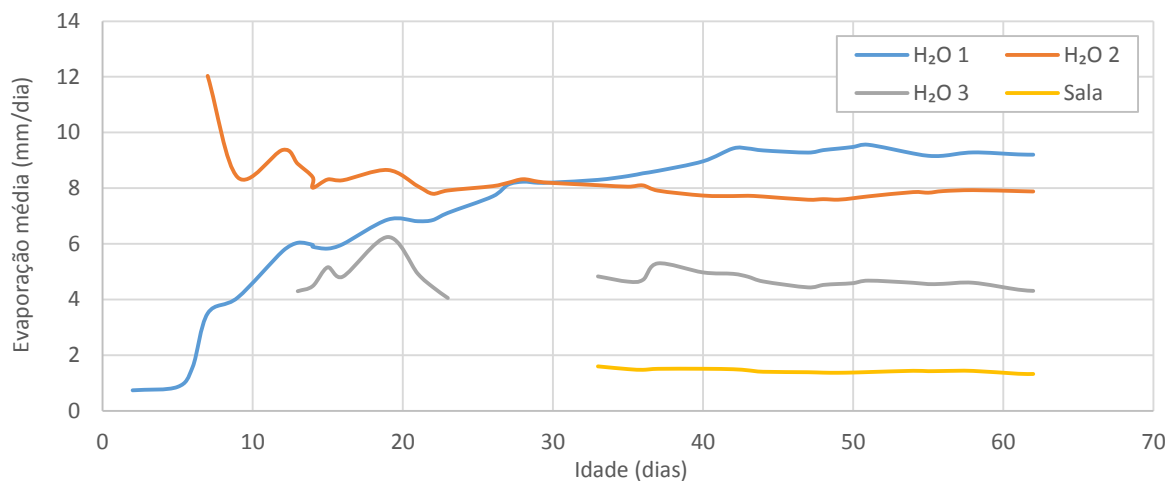


Figura 7.18 – Evaporação média diária nas colunas de controlo da evaporação.

Tendo em vista melhorar o controlo da evaporação, durante os ensaios desenvolveu-se um automatismo que, recorrendo a um interruptor de nível, desligava o sistema de evaporação quando se atingia o valor pretendido. Com este sistema foi possível controlar de forma bastante mais precisa a evaporação potencial, tal como se pode observar na Figura 7.19, em que a evaporação potencial se manteve dentro

de limites estritos. Nesta figura não estão representados os resultados da coluna “H₂O 1” porque o respetivo ventilador avariou.

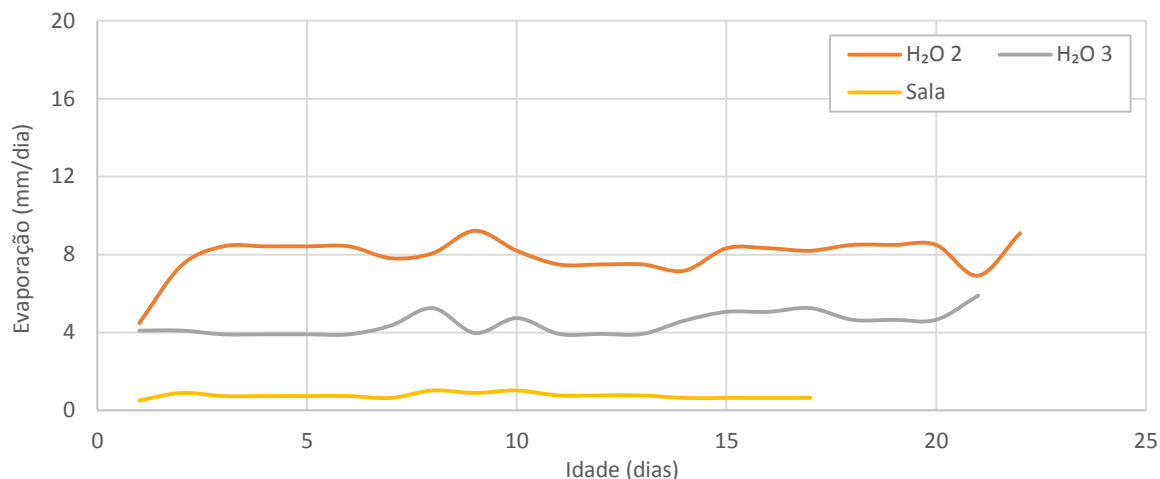


Figura 7.19 – Evaporação nas colunas de controlo automatizadas.

7.4.1 ESTUDO PARAMÉTRICO

Para melhor perceber quais os fatores com real importância no comportamento dos rejeitados aproveitaram-se os ensaios de secagem em colunas com várias camadas para a realização de um estudo paramétrico. As variáveis incluídas nesse estudo foram: o ritmo de deposição, a espessura das camadas depositadas, o grau de espessamento, a granulometria e a evaporação potencial.

O grau de espessamento é talvez o parâmetro mais óbvio. O processo de espessamento dos rejeitados tem um custo considerável, não só em termos de consumo de reagentes químicos, mas também em termos de consumo energético e desgaste dos equipamentos. Torna-se, portanto, primordial quantificar até que ponto compensará investir em espessar para além de determinado limiar.

Do ponto de vista da otimização da deposição, a espessura das camadas de rejeitados é o parâmetro fulcral. No depósito de rejeitados a espessura das camadas é determinada em função da rotatividade dos pontos de deposição. Essa rotatividade tem um custo operacional que não pode ser desprezado e portanto interessa saber se o esforço em conseguir camadas de 10 cm, traduzido em melhorias no comportamento dos rejeitados, é ou não justificável.

O afluxo de rejeitados ao depósito ocorre de forma praticamente constante e não é algo que se possa alterar como forma de otimizar a deposição. Contudo é, por vezes, necessário restringir as áreas de deposição a determinadas zonas do depósito, fazendo com que o crescimento anual nesses locais se torne bastante superior à média. Desta forma incluiu-se no estudo paramétrico a análise do ritmo anual de crescimento. O tempo de exposição de cada camada não foi explicitamente considerado pois é condicionado pelas duas variáveis anteriores.

A granulometria dos rejeitados é determinada pelo processo industrial a montante da Instalação de Resíduos de Cerro do Lobo, sendo portanto difícil proceder à sua alteração como forma de otimização da deposição. A consideração da granulometria no estudo paramétrico prende-se com o interesse em conhecer os impactos das inevitáveis alterações da granulometria ao longo da vida útil do depósito de

rejeitados. Essas alterações podem resultar da retirada da fração arenosa, para ser utilizada no enchimento subterrâneo, de variações na matéria-prima ou, simplesmente, de alterações nos processos de moagem e beneficiação.

De forma algo semelhante, a evaporação no depósito de rejeitados não é algo que se possa controlar, já que depende fundamentalmente das condições ambientais. Apesar disso, incluiu-se esta variável no estudo paramétrico para se perceber quais os impactos das variações sazonais.

Por forma a viabilizar este estudo paramétrico, definiu-se o valor mais provável de cada um dos parâmetros em estudo e consideraram-se apenas dois valores alternativos para cada um desses parâmetros. Desta forma, conseguiram-se estudar os efeitos de cinco parâmetros com apenas 12 colunas. No Quadro 5.1 apresenta-se uma matriz onde se indica a designação de cada coluna e quais os parâmetros nela considerados. A coluna número 2, onde se usaram os valores mais prováveis para todos os parâmetros, serve como termo de comparação e, por isso, está representada a negrito.

Quadro 7.3 – Planeamento das colunas de secagem com várias camadas

Número da coluna → Parâmetro a estudar ↓		1	2	3	4	5	6	7	2	8	9	2	10	11	2	12
Espessura da camada (deposição anual de 3,5 m)	0,10 m	x														
	0,20 m		x					x	x	x	x	x	x	x	x	x
	0,30 m			x												
Espessura da camada (deposição anual de 10,5 m)	0,10 m				x											
	0,20 m					x										
	0,30 m						x									
Teor de sólidos inicial	60%							x								
	65%	x	x	x	x	x	x		x		x	x	x	x	x	x
	70%									x						
Granulometria (D_{50})	5 μ m										x					
	10 a 13 μ m	x	x	x	x	x	x	x	x	x		x				
	20 μ m												x			
Evaporação potencial	12 mm/dia													x		
	8 mm/dia	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x		x	
	4 mm/dia															x

As 12 colunas foram agrupadas em grupos de 3, variando-se para cada grupo apenas 1 propriedade. Assim, por exemplo, nas colunas 1 a 3 variou-se a espessura das camadas desde o valor mínimo de 0,10 m (coluna 1), passando pelo valor médio de 0,20 m (coluna 2) até ao máximo de 0,30 m (coluna 3). Tomando outro exemplo, para melhor clarificar a organização utilizada, no grupo composto pelas colunas 7, 2 e 8 variou-se o teor de sólidos entre 60 e 70%.

Os ensaios tiveram a duração de 9 semanas, com exceção das colunas 4 a 6, cuja duração total foi de 3 semanas. O tempo de exposição de cada camada, antes de ser coberta com nova camada de rejeitados, ficou automaticamente definido mediante a imposição de uma determinada espessura de camada e ritmo de deposição anual. Assim, para a coluna mais representativa, a coluna 2, resultou um intervalo entre camadas de 3 semanas. Proporcionalmente, determinaram-se os tempos de exposição de cada camada, que se explicitam no Quadro 7.4.

Quadro 7.4 – Tempo de exposição das camadas de rejeitados

Colunas	1	2	3	4	5	6	7 a 12
Tempo de exposição em dias	10,5	21	31,5	3,5	7	12	21
Tempo de exposição em semanas	1,5	3	4,5	0,5	1	1,7	3

7.4.2 INSTRUMENTAÇÃO

Todos os módulos das colunas foram dotados de entradas laterais para colocação de instrumentação. Estas entradas podem ser observadas na Figura 7.20. Foram construídos 12 módulos com 3 entradas, para as colunas que iriam receber camadas de 20 cm de espessura, e 6 módulos com 6 entradas para as colunas que iriam receber camadas com 10 e 30 cm de espessura, conforme mostram os desenhos de fabrico da Figura 7.21. O posicionamento das portas laterais foi definido por forma a permitir colocar a instrumentação a meia altura das camadas de rejeitados.

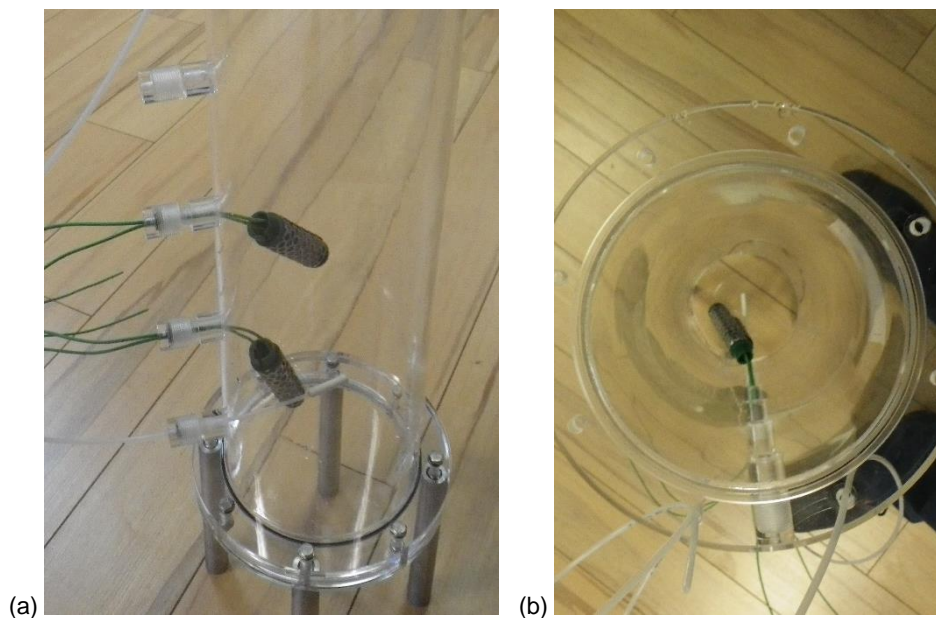


Figura 7.20 – Instrumentação das colunas acrílicas para ensaios com várias camadas: a) vista lateral; b) vista pela extremidade superior.

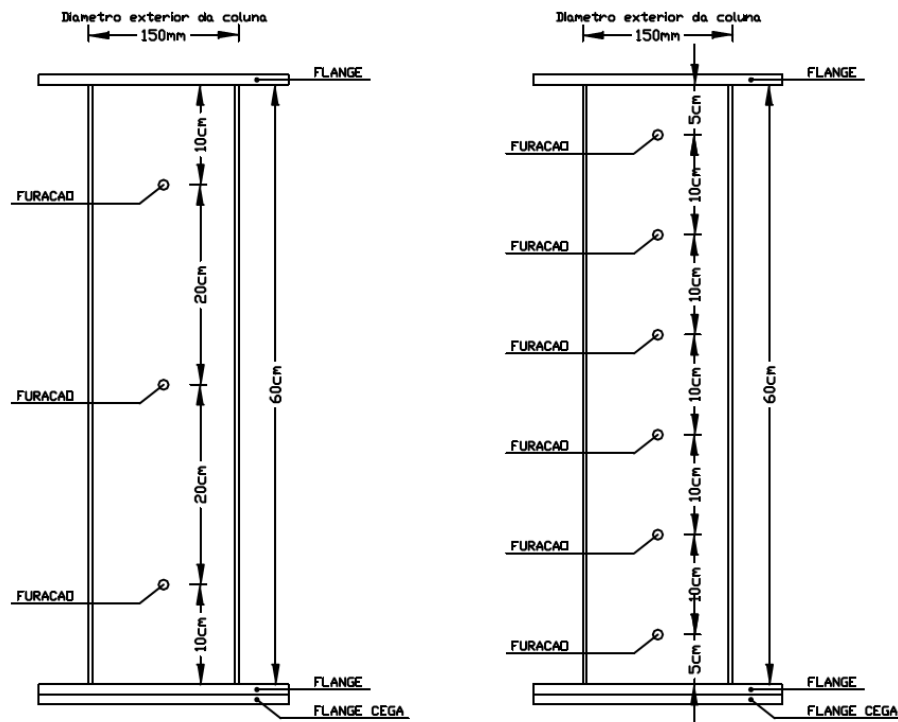


Figura 7.21 – Desenho de fabrico das colunas: módulos com três e seis portas laterais.

A instrumentação das colunas consistiu em piezómetros de tubo aberto, tensiómetros mecânicos *soilmoisture 2100F* e tensiómetros elétricos *watermark 200SS*. A título de exemplo, apresenta-se na Figura 7.20a uma imagem da coluna 6, onde podem ser observados um tensiómetro mecânico e dois tensiómetros elétricos. Além destes instrumentos, colocados antes do enchimento e mantidos até final dos ensaios, usou-se pontualmente um tensiómetro mecânico *soilmoisture quick draw*, para fazer leituras a partir da superfície. Este equipamento foi especialmente útil na fase de amostragem e desmontagem das colunas.

Os piezómetros de tubo aberto eram constituídos por um tubo plástico flexível, ligado a uma das portas laterais das colunas. Na ligação do piezómetro à coluna utilizou-se um filtro de geossintético para impedir o arrastamento de rejeitados para o seu interior. Os piezómetros tinham por objetivo medir os excessos de pressão neutra, a sua dissipação e ajudar a quantificar as trocas de humidade entre camadas sucessivas. Os restantes instrumentos, por serem um pouco mais complexos, são descritos individualmente nos subcapítulos que se seguem.

7.4.2.1 Tensiómetros mecânicos *Soilmoisture 2100F*

Para registar a sucção nas colunas de secagem com várias camadas utilizaram-se tensiómetros mecânicos da marca *Soilmoisture*, modelo 2100F, idênticos ao exemplar ilustrado na Figura 7.22. De acordo com as especificações da marca, este modelo foi especialmente desenvolvido para medição de sucções reduzidas. É considerado ideal para trabalho laboratorial, uma vez que permite efetuar leituras em regiões próximas da superfície, com um mínimo de perturbação. A sua configuração permite que sejam efetuadas leituras em zonas onde seria impossível instalar outro dispositivo.



Figura 7.22 – Tensiômetro 2100F da *Soilmoisture* (Soilmoisture Equipment Corp., 2009).

Tal como ilustrado na Figura 7.23, os seus componentes fundamentais são: o corpo principal em plástico, o manómetro (tubo de Bourdon) e a pedra porosa de elevada pressão de entrada de ar (pressão de entrada de ar de 1 Bar).

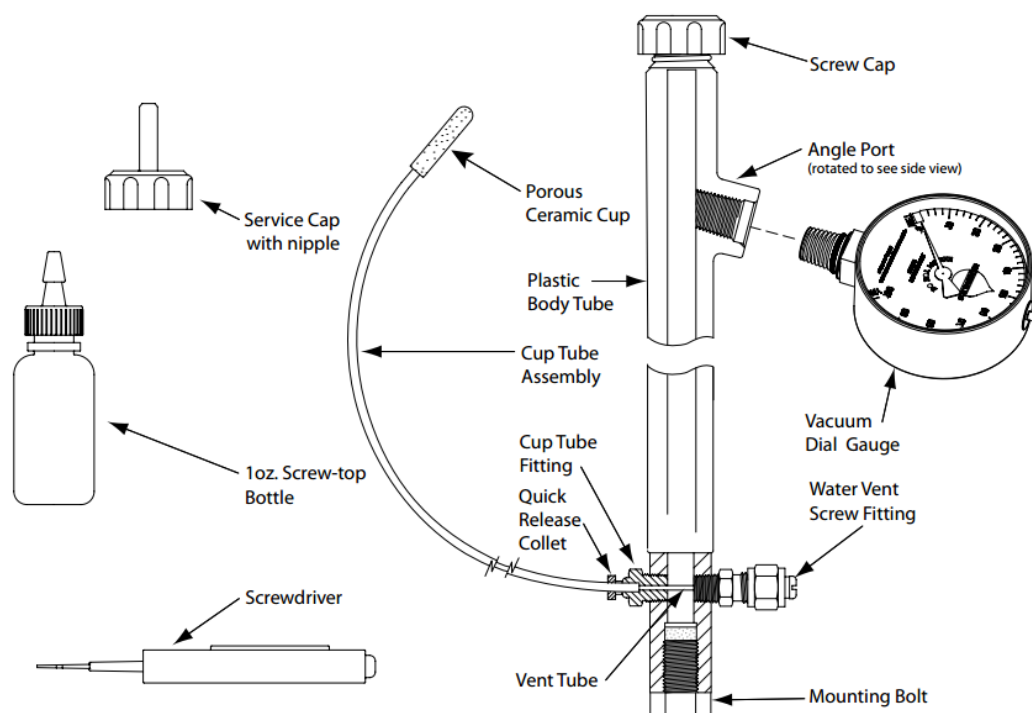


Figura 7.23 – Desenho esquemático dos componentes principais do Tensiômetro 2100F da *Soilmoisture* (Soilmoisture Equipment Corp., 2009).

Neste modelo a pedra porosa de alta pressão de entrada de ar não está posicionada no corpo do dispositivo, como é habitual em equipamentos com funções semelhantes, encontrando-se ligada através de um tubo de *nylon* flexível, com cerca de 1,8 m de comprimento. Desta forma é possível efetuar leituras em locais pouco acessíveis e onde não há espaço para instalar o corpo principal do equipamento.

Antes de se iniciar a utilização destes dispositivos, é necessário proceder a alguns ajustes iniciais. O primeiro passo consiste em ventilar o manómetro, para que a pressão no interior do tubo de Bourdon fique em equilíbrio com a pressão atmosférica local. Este passo é tanto mais importante quanto maior for a altitude do local em que o tensiómetro será utilizado. Após esta operação acertou-se o zero, através de um parafuso existente para esse efeito.

Seguidamente procede-se ao enchimento do tensiómetro e à saturação da pedra porosa. É importante que se use água desaerada, para que não se formem bolhas no interior do dispositivo. Para tal, mergulha-se a pedra porosa em água e retira-se a tampa (*screw tap* na Figura 7.23), bem como o parafuso de purga (*water vent screw fitting* na Figura 7.23). Aplicando alguma pressão consegue encher-se não só o corpo principal do tensiómetro mas também o tubo de ligação à pedra porosa.

Depois de encher o tensiómetro é necessário aplicar vácuo, utilizando-se para isso a tampa de serviço (*service cap with nipple*). A aplicação de vácuo permite eliminar as bolhas de ar que possam existir no interior das várias partes que compõem o tensiómetro. Seguidamente, coloca-se a pedra porosa sobre um pedaço de papel absorvente e o ponteiro do manómetro começa a registar sucção. Decorridas uma a duas horas atingem-se sucções da ordem dos 60 kPa. É comum nesta fase existirem bastantes bolhas de ar no interior da tubagem. Trata-se de ar adsorvido nas superfícies interiores. Para o remover é necessário bater suavemente no tensiómetro até que as bolhas se soltem. Para maior precisão nas leituras é conveniente voltar a encher o tensiómetro, removendo novamente o parafuso de purga. Depois desta operação, o tensiómetro encontra-se pronto para ser utilizado.

De acordo com as instruções do fornecedor (Soilmoisture Equipment Corp., 2009), o corpo do tensiómetro 2100F deverá estar sempre em posição vertical. Depois da colocação da pedra porosa no local onde se pretende conhecer a sucção é conveniente repetir a operação de purga, retirando o parafuso de purga e fazendo passar água desaerada pelo interior do dispositivo.

O manómetro e a pedra porosa deverão estar posicionados ao mesmo nível, caso contrário a leitura deverá ser corrigida, adicionando-se ou subtraindo-se 1 kPa por cada 10 centímetros que a pedra porosa se encontre acima ou abaixo do manómetro, respetivamente.

Após a instalação, será necessário um período de aproximadamente 24 horas para que se estabeleça um equilíbrio perfeito com o solo e se registem valores realistas. A gama de operação deste modelo é de 0 a 85 kPa. Caso a pedra porosa seja sujeita a valores de sucção superiores durante um intervalo de tempo extenso, esta irá secar e haverá entrada de ar para o interior do equipamento. Como consequência, ocorrerá uma redução substancial do valor indicado pelo manómetro, chegando eventualmente a zero. Nesse caso, será necessário repetir a saturação da pedra porosa e da tubagem, tal como indicado nos parágrafos anteriores.

O limite teórico de funcionamento dos tensiómetros mecânicos, cujo princípio de funcionamento se baseia numa coluna de água negativa, corresponde à pressão de cavitação da água, ou seja, 101 kPa (1 atm.). No entanto, acima de 85 kPa a água no interior do tensiómetro começa a libertar bolhas de ar, tornando as leituras imprecisas. Este efeito é agravado pela altitude: 1000 m acima do nível médio da água do mar o intervalo de leitura será de 0 a 74 kPa.

7.4.2.2 Tensiômetros mecânicos *Soilmoisture Quick Draw*

Para além dos tensiômetros descritos no ponto anterior, foi utilizado um tensiômetro mecânico *quick draw* fabricado pela *Soilmoisture*, ilustrado na Figura 7.24. A versão usada tem uma haste com 60 cm de comprimento. Este equipamento foi especialmente concebido para registar sucções *in situ* e destaca-se tanto pela portabilidade como pela rapidez com que permite efetuar leituras o que, inclusive, deu origem à sua denominação.

Contrariamente ao modelo 2100F em que é aconselhado um período de aproximadamente 24 horas para que estabelecer um equilíbrio perfeito com o solo e se registem valores realistas, com o *quick draw* e com alguma prática é possível efetuar leituras em períodos de aproximadamente 15 minutos.

Para conseguir registar a sucção no solo é necessário que uma pequena quantidade de água seja transferida entre o equipamento de leitura e o solo, até que se alcance um equilíbrio e a sucção em ambos seja idêntica. A grande diferença entre os tensiômetros *quick draw* e os demais tensiômetros é a existência de um parafuso de ajuste que permite aumentar ou reduzir a sucção no interior do equipamento, aproximando-a da sucção existente no solo e, portanto, reduzindo o volume de água a transferir bem como o tempo necessário para se chegar ao equilíbrio.

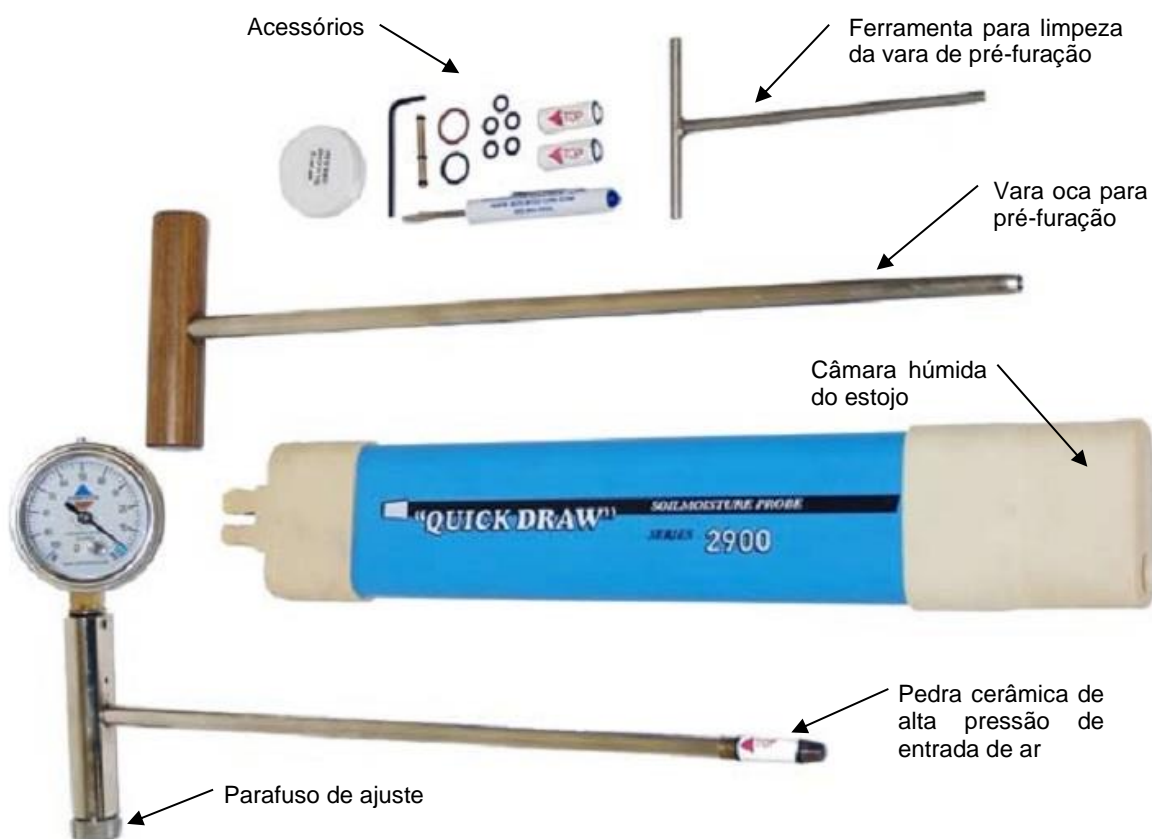


Figura 7.24 –Tensiômetro *quick draw* da *Soilmoisture*, adaptado de Soilmoisture Equipment Corp. (2011).

Antes de se poder utilizar o tensiômetro é necessário proceder à sua saturação, removendo o parafuso de ajuste e enchendo o dispositivo com água desaerada. Ao recolocar o parafuso de ajuste, apertando-o até ao limite do curso, o excesso de água sai pela pedra cerâmica localizada na extremidade inferior e o

equipamento está pronto a ser utilizado. Rodando o parafuso de ajuste no sentido direto, o mostrador indicará uma sucção próxima de 80 kPa. Mergulhando a ponta em água, a sucção volta a zero.

Caso o tempo de resposta (tempo que a sucção demora a baixar de 50 para 10 kPa) seja substancialmente superior a 1 segundo significa que existe ar aprisionado no interior do manípulo. Nesse caso, deverá ser repetida a operação de saturação, removendo o parafuso de ajuste, enchendo-o com água e, se necessário, soltando as bolhas de ar com a ponta da chave de fendas fornecida.

O estojo do equipamento, que se pode observar ao centro da Figura 7.24, possui uma câmara húmida, onde a pedra cerâmica fica envolvida por uma esponja humedecida que garante a sua saturação. O tensiómetro deve ser mantido no estojo, exceto nos curtos períodos em que está a ser usado para realizar leituras.

Previamente à realização de leituras deve utilizar-se a vara oca para efetuar um pequeno furo desde a superfície até ao ponto onde se pretende determinar a sucção. Caso contrário, a cravação do tensiómetro poderia danificar a pedra cerâmica. Para promover um bom contacto com o solo, tanto o tensiómetro como a vara de pré-furação têm a extremidade ligeiramente afunilada. Imediatamente após inserção do tensiómetro no solo, deve rodar-se o parafuso de ajuste até que o manómetro indique uma sucção de 40 kPa. Espera-se 15 a 30 segundos enquanto se observa o movimento do ponteiro. Se ponteiro subir roda-se o parafuso no sentido direto, aumentando 10 kPa. Caso contrário, roda-se no sentido horário, reduzindo 10 kPa. Repetem-se estas operações, com ajustes sucessivamente mais pequenos, até que o ponteiro deixe de se mexer.

Tal como todos os tensiómetros mecânicos, também o *quick draw* tem como limite de funcionamento teórico os 101 kPa correspondentes à pressão atmosférica. No entanto, na prática dificilmente se conseguem registar sucções superiores a 85 kPa.

7.4.2.3 Tensiómetros elétricos *Watermark 200SS*

Em paralelo com os tensiómetros mecânicos descritos nos pontos anteriores, foram utilizados tensiómetros elétricos. Tendo como principal fator de decisão o preço, escolheu-se o modelo *Watermark 200SS* da empresa *Irrometer*. Este dispositivo é constituído por um par de elétrodos embebidos numa matriz granular e determina a sucção de forma indireta através da medição da resistividade elétrica (*Irrometer*, 2013b). No lado direito da Figura 7.25 apresenta-se um destes sensores. Têm como principal característica o facto de determinarem a resistividade do próprio sensor e não dos rejeitados que o envolvem. Desta forma, basta uma calibração inicial, não sendo necessária uma recalibração a cada nova instalação.

Uma vez colocado no local onde se pretende conhecer a sucção, o sensor troca humidade com os rejeitados até ser estabelecido um equilíbrio. Uma vez que a água é um condutor elétrico, a resistência elétrica pode ser indicadora do teor em água no interior do sensor. À medida que os rejeitados secam a água sai do sensor e a resistência aumenta. Reciprocamente, quando é adicionada água aos rejeitados a resistência elétrica diminui.

Estes sensores foram pensados para estarem instalados por longos períodos, podendo ser lidos através de um pequeno dispositivo de aquisição, sempre que se desejar. O dispositivo de aquisição está ilustrado na Figura 7.25.

Os elementos de gesso, colocados no interior do sensor, fornecem-lhe algum *buffer* relativamente aos sais dissolvidos na água dos poros. No caso dos materiais estudados no âmbito deste trabalho, esta é uma característica muito interessante, dada a elevada quantidade de iões dissolvidos. Foi precisamente

a existência desses sais que levou à decisão de recorrer a tensiómetros mecânicos em paralelo com estes sensores elétricos, na expectativa de se conseguir aferir a qualidade das leituras de ambos.



Figura 7.25 – Dispositivo de aquisição e sensor 200SS Watermark (Irrometer, 2013a).

Estes sensores têm 87 mm de comprimento e 22 mm de diâmetro. Pesam 67 g e, portanto, a sua densidade relativa é de 2,1. Esta densidade relativa é próxima de um solo corrente. De acordo com as especificações do fabricante (Irrometer, 2013b), a gama de funcionamento destes sensores é de zero a 239 kPa. É importante ressaltar que estes sensores foram desenvolvidos tendo como principal função aferir a quantidade de água disponível no solo para fins agrícolas. É, portanto, expectável que a sua precisão seja substancialmente reduzida quando comparado com equipamentos científicos.

Antes de ser instalado, o sensor deve estar perfeitamente saturado. Para maior eficiência, o fabricante recomenda o seguinte procedimento (Irrometer, 2013a): submergir parcialmente o sensor (aproximadamente metade do comprimento) durante cerca de 30 minutos; deixar secar durante cerca de 12 horas; repetir o ciclo de molhagem e secagem três vezes; mergulhar completamente em água durante 12 horas; retirar o sensor do recipiente com água e proceder à instalação sem deixar secar.

As leituras destes tensiómetros devem ser efetuadas com um dispositivo de aquisição específico, o *Watermark Meter 30 KTCD-NL*. Para efetuar uma leitura, basta ligar os terminais elétricos dos sensores ao dispositivo, utilizando as pinças fornecidas. Seguidamente, carrega-se na tecla “*READ*” e surge no visor o valor da sucção, em kPa.

Ao efetuar leituras, é importante ajustar a calibração da temperatura, inserindo no dispositivo a temperatura do solo, já que temperatura afeta as leituras à razão de 2% por grau centígrado. Assim sendo, uma correta calibração terá um impacto muito positivo na precisão das medições efetuadas.

7.4.2.4 Sensor de humidade

Para medir o teor em água volumétrico dos rejeitados, utilizou-se o sensor *ML3 ThetaProbe*, manufaturado pela *Delta-T* (Delta-T Devices., 2013). O funcionamento deste instrumento baseia-se numa técnica designada TDR (*time-domain reflectometry*).

A técnica de TDR consiste na emissão de um impulso eletromagnético, cuja velocidade de propagação no meio poroso é função de uma constante denominada “constante dielétrica” ou “permissividade relativa” (Gramelich, 2015). O valor da constante dielétrica do solo depende do volume ocupado por cada um dos seus três constituintes: partículas sólidas, água e ar. De acordo com Saarenketo (1998), a constante dielétrica da água é aproximadamente 80, enquanto a das partículas sólidas é cerca de 4 e a do ar 1. Uma vez que existe uma grande disparidade entre a constante dielétrica da água e a constante dielétrica dos restantes constituintes, é possível estimar o teor em água volumétrico em função da constante dielétrica média do material. Tendo em conta que a magnitude da constante dielétrica das partículas é uma ordem de grandeza inferior à da água, é razoável admitir que a composição mineralógica não seja um fator determinante. Em todo o caso, poderá ser realizada uma calibração prévia para ter em conta esse efeito. Bicalho e Gramelich (2016) apresentam um estudo detalhado onde mostram como se pode calibrar este tipo de sensores para ter em conta as especificidades de cada material.

Na Figura 7.26 está representado o equipamento utilizado, constituído pelo sensor e respetivo dispositivo de aquisição.



Figura 7.26 – Sensor de humidade *ML3 ThetaProbe* (Delta-T Devices., 2013).

7.4.2.5 Aferição dos tensiómetros

Para aferição dos tensiómetros, colocaram-se no interior de uma amostra de saibro dois tensiómetros mecânicos *Soilmoisture 2100F* e quatro sensores *Watermark*. Dois dos sensores foram colocados em posição vertical e os outros dois na horizontal. A sequência de montagem foi a seguinte:

- Colocou-se no recipiente cerca de 10 cm de saibro seco ao ar;

- Saturou-se o saibro através da adição de água destilada;
- Colocaram-se os tensiómetros, previamente saturados;
- Cobriu-se com saibro (seco) e adicionou-se água destilada;
- Para garantir que no início do ensaio o solo estava totalmente saturado manteve-se sobre o solo, durante uma hora, uma lâmina de água com aproximadamente 1 cm de altura;
- Deixou-se que o solo fosse secando, efetuando leituras pontuais dos tensiómetros.

A Figura 7.27 ilustra a montagem efetuada. No Quadro 7.5 resumem-se os resultados obtidos. É notória a dispersão significativa entre as leituras dos sensores *Watermark*, mostrando que se tratam de equipamentos pouco rigorosos. Relativamente aos tensiómetros mecânicos, verificou-se que existia ar nas tubagens. Decidiu-se portanto repetir a operação de purga sem os retirar da amostra, de acordo com o procedimento indicado pelo fornecedor do equipamento. Ao executar o procedimento de purga verificou-se que o valor indicado pelos manómetros subia, em poucos minutos, até cerca de 25 kPa, mas, ao chegar a este valor, surgiam tubagem bolhas de ar na tubagem e a sucção indicada baixava para próximo de zero. Ao desmontar o teste percebeu-se que as pedras porosas dos tensiómetros mecânicos estavam fissuradas, explicando-se assim o aparecimento de ar no interior da tubagem e as sucções demasiadamente baixas registadas por esses equipamentos. Por motivos operacionais não foi possível repetir este teste com outros tensiómetros mecânicos.



Figura 7.27 – Calibração em paralelo dos tensiómetros mecânicos e tensiómetros elétricos.

Quadro 7.5 – Aferição conjunta dos tensiómetros mecânicos e elétricos

Data	Tensiómetros mecânicos <i>Soilmoisture</i> 2100F [kPa]		Tensiómetros elétricos <i>Watermark</i> [kPa]			
	SM_A	SM_B	WM_N1	WM_N2	WM_4	WM_5
26-Nov-2013	0	0	0	0	0	0
02-Dez-2013	22	2	15	13	18	20
04-Dez-2013	4	2	21	20	25	28
16-Dez-2013	4	2	105	89	92	80
17-Dez-2013	4	2	120	102	102	82
19-Dez-2013	4	2	150	135	129	93

7.4.3 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

O procedimento experimental seguido nas colunas de secagem com várias camadas foi muito semelhante ao das colunas de secagem com uma camada. A fase preparatória consistiu em ajustar o grau de espessamento dos rejeitados, realizado de acordo com o procedimento descrito na secção 4.3.3.

A colocação dos rejeitados no interior das colunas foi realizada por camadas, considerando as espessuras indicadas no Quadro 5.1 e aguardando entre cada camada e a seguinte um determinado número de dias, conforme consta no Quadro 7.4. A quantidade de rejeitados colocada em cada coluna foi aferida por pesagem.

Diariamente, cada coluna era fotografada, pesada, lida a distância dos rejeitados ao topo da coluna, lida a instrumentação e, caso presente, retirada e pesada a água exsudada. Nos dias de enchimento este procedimento foi realizado antes e depois da colocação da nova camada.

O sistema de evaporação foi ligado a um automatismo que ligava todos os dias, inclusive durante os fins-de-semana, mantendo-se em funcionamento até ser atingida a evaporação potencial pretendida. Em nenhuma das colunas se possibilitou a drenagem pela base.

No final do ensaio, durante o esvaziamento das colunas foram recolhidos mais dados. Usando o tensiómetro *quick draw* determinou-se um perfil da sucção, efetuando leituras a cada 5 cm, tal como exemplifica a Figura 7.28a. Seguidamente, à medida que os rejeitados foram sendo retirados do seu interior, utilizou-se o *ThetaProbe* para determinar o teor em água volumétrico ao longo da altura das colunas, como consta na Figura 7.28b.

Durante o esvaziamento procedeu-se também à recolha de amostras, que se usaram para determinar os índices físicos mais representativos: teor em água, grau de saturação e índice de vazios. Uma vez que, na generalidade das colunas, os rejeitados não estavam saturados, era imperativo recolher amostras indeformadas. A primeira tentativa de colheita de amostras indeformadas consistiu em cravar um tubo amostrador (Figura 7.29a), o que seria uma enorme vantagem para a determinação do volume das mesmas. Contudo, rapidamente se percebeu que este método não era adequado ao material em causa, como prova a Figura 7.29b, onde é possível observar a deformação da amostra e o espaço vazio entre esta e o amostrador.

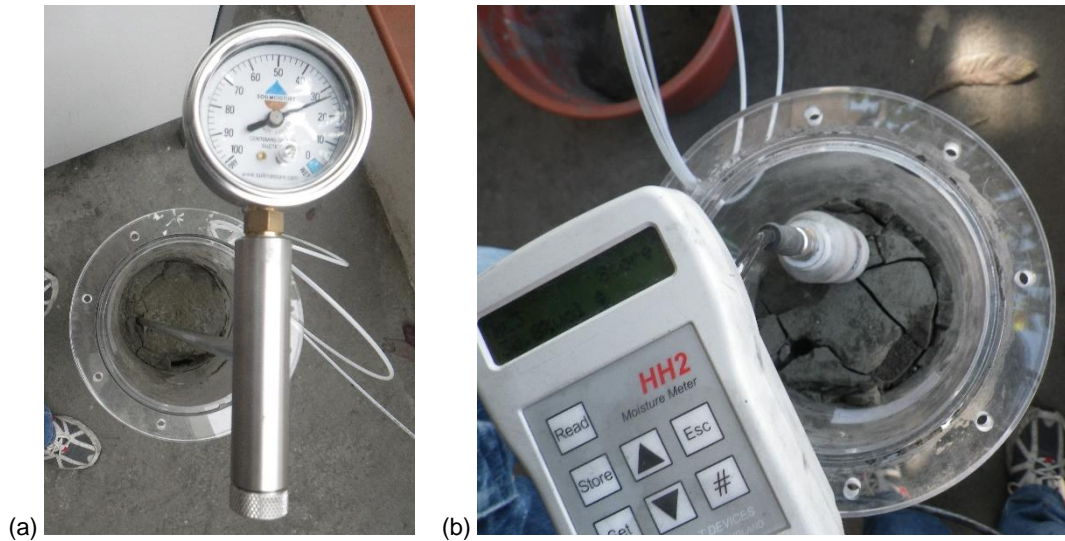


Figura 7.28 – Monitorização das colunas de secagem com várias camadas: a) determinação do perfil de sucção usando o *quick draw*; b) determinação do perfil de teor em água volumétrico usando o *ThetaProbe*.

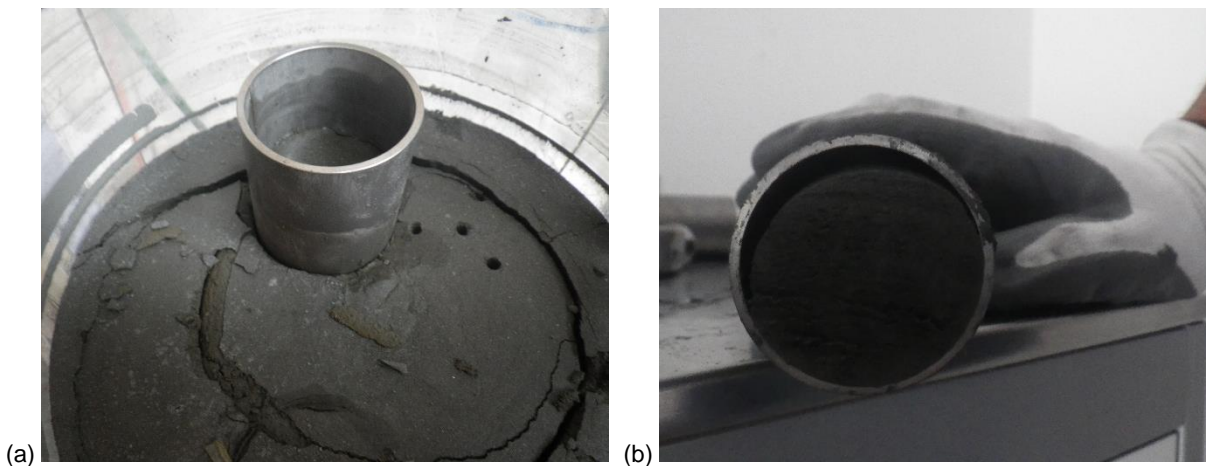


Figura 7.29 – Amostragem das colunas de secagem com várias camadas: a) tentativa de recolha de amostras indeformada por cravação de tubo amostrador; b) aspeto da amostra após recolha.

Como metodologia alternativa decidiu-se recolher pequenos blocos talhados que, com o auxílio de um suporte de arame, eram imersos em parafina líquida. O procedimento usado consistiu nos passos seguintes:

- pesar o suporte de arame;
- talhar e recolher um bloco sem fissuras;
- colocar o bloco sobre o suporte de arame e pesar;
- mergulhar em parafina líquida (Figura 7.30a) e deixar arrefecer para solidificar;
- pesar o bloco envolvido em parafina;
- colocar num gobelet de volume conhecido e encher de água, pesando no final;

- pousar o bloco numa cápsula de tara conhecida e colocar na estufa a 105°C;
- pesar a cápsula contendo a amostra seca, o arame e a parafina.

Para determinação dos volumes, colocou-se sobre o gobelet uma placa rígida, selando a interface com *vacuum grease*, e completou-se o enchimento usando uma seringa com agulha, tal como mostra a Figura 7.30b. Desta forma, conseguiu-se uma precisão superior a 0,3 cm³. Teve-se o cuidado de corrigir a densidade da água em função da temperatura.

A densidade da parafina (0,84) e do arame (7,59) foram determinadas por pesagem e imersão. Previamente, havia sido colocado na estufa um pedaço de parafina e verificado que a sua massa não sofreu alteração.

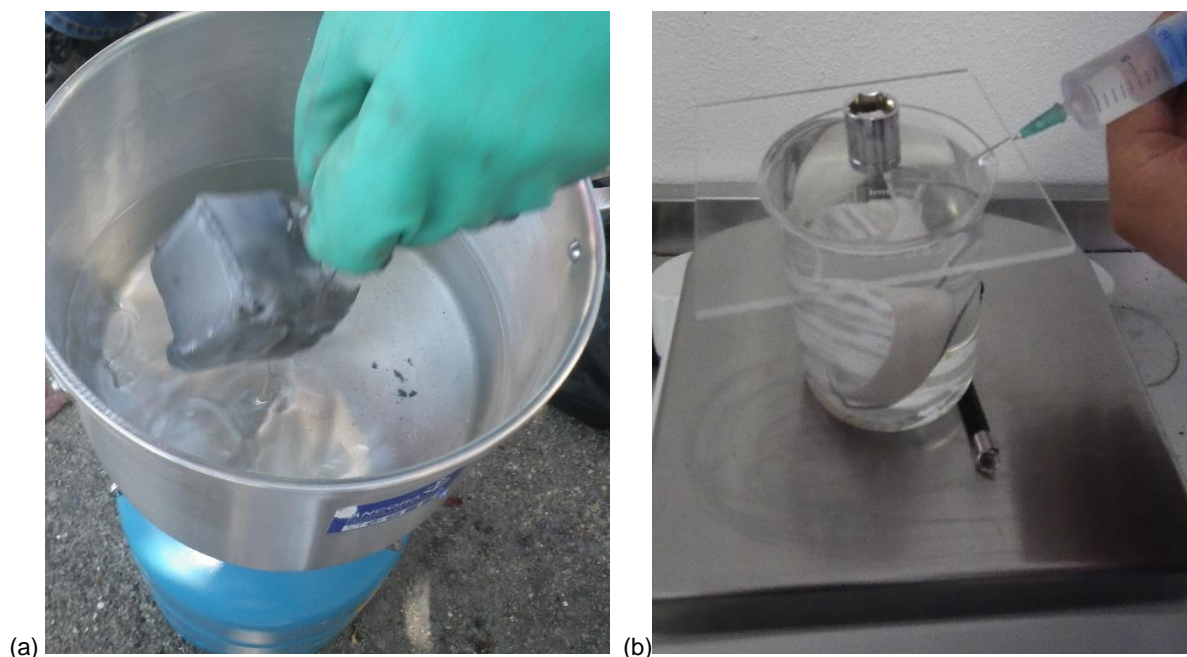


Figura 7.30 – Recolha de blocos talhados: a) envolvimento em parafina líquida; b) determinação do volume por imersão.

7.4.4 TENDÊNCIAS OBSERVADAS NA COLUNA 2

Neste subcapítulo analisam-se os resultados obtidos na coluna que serviu de base ao estudo paramétrico, a coluna 2.

Na Figura 7.31 pode ser observada a evolução da superfície dos rejeitados da coluna 2 após deposição da terceira camada de rejeitados. A fendilhação precoce (dois dias após deposição) foi motivada pelas camadas subjacentes, que terão absorvido uma parte muito substancial da humidade presente na camada mais recente. Na Figura 7.31c notam-se as manchas esbranquiçadas, resultado da acumulação superficial dos sais dissolvidos.

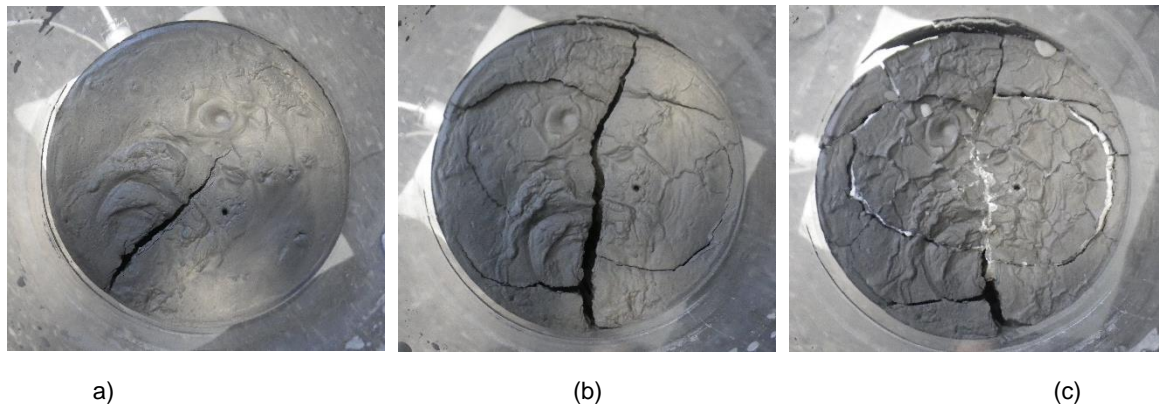


Figura 7.31 – Evolução da superfície dos rejeitados da coluna 2 após deposição da terceira camada: a) 2 dias após deposição; b) 7 dias após deposição; c) 23 dias após deposição.

Na Figura 7.32a podem ser observados os resultados relativos à cota da superfície dos rejeitados e seus assentamentos. Os degraus da linha a cheio, que representa a cota da superfície, surgem como consequência dos enchimentos, aos 7, 21 e 44 dias. Na mesma figura os assentamentos estão representados pela linha a traço interrompido. Verifica-se que a maior parte do assentamento ocorre nos primeiros dias após a deposição. Volvidos 10 dias de cada uma das deposições, a cota da superfície dos rejeitados é praticamente constante.

A densidade aparente foi calculada dividindo o peso total dos rejeitados pelo volume ocupado, que por sua vez foi determinado multiplicando a altura de rejeitados pela área da coluna, ou seja, ignorando as eventuais fendas. Os resultados obtidos estão representados na Figura 7.32b, onde se observam pequenas variações, entre o máximo de 2,2 e o mínimo de 1,9. No momento da deposição os rejeitados possuíam uma densidade aparente de 2,0. Depois de depositados, a densidade aparente tem tendência para aumentar, devido à consolidação sob peso próprio. Este efeito é contrariado pela secagem, que faz reduzir o grau de saturação, ainda que não provoque assentamentos substanciais. Com efeito, verificou-se que a secagem por evaporação provoca sobretudo contração horizontal dos rejeitados, levando à abertura de fendas de retração sub-verticais e à separação entre os rejeitados e a parede das colunas.

A densidade aparente seca, também representada na Figura 7.32b, tem uma evolução substancialmente diferente, uma vez que não é influenciada pela quantidade de água presente. Esta grandeza é crescente por patamares, à medida que os rejeitados consolidam. Os decréscimos súbitos correspondem à deposição de novas camadas de rejeitados, que fazem média com as camadas anteriores mais densas.

Note-se que todos os resultados apresentados na Figura 7.32b foram calculados sem contabilizar a deformação radial, pelo que na realidade as densidades aparentes são superiores às apresentadas no gráfico. Pelo mesmo motivo, o índice de vazios real é sempre inferior aos valores apresentados na Figura 7.32b.

Na Figura 7.32c está representada a evaporação na coluna 2. Tal como aconteceu nas colunas de controlo (ver Figura 7.17 e respetivos comentários), a evaporação diária foi muito variável, sendo portanto mais útil a curva da evaporação média. Nesta coluna, foi imposta uma evaporação potencial diária de 8 mm (tal como na coluna de controlo H₂O 2). A evaporação efetiva foi próxima de 5 mm diários, ou seja, 60% da evaporação potencial.

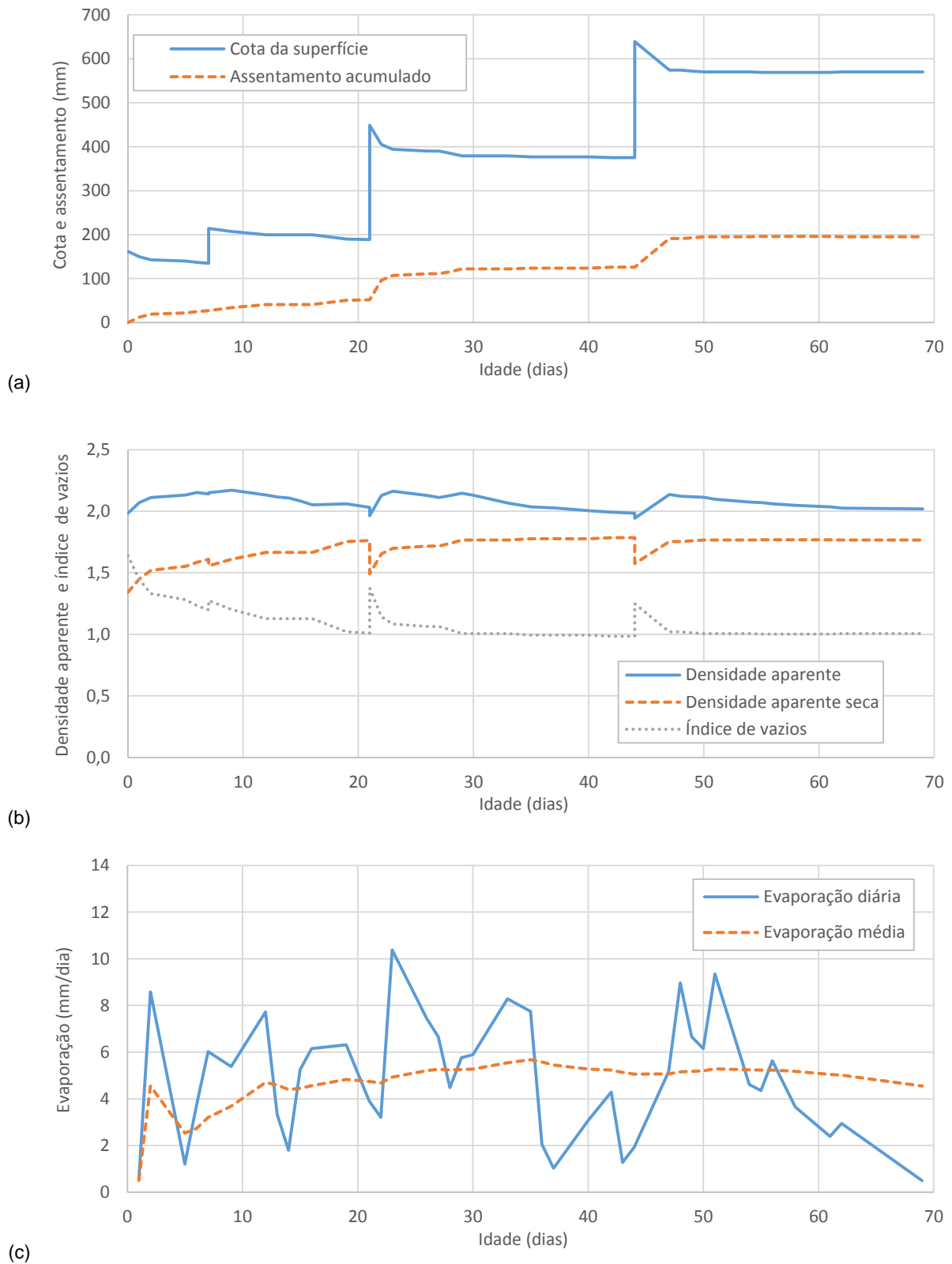


Figura 7.32 – Resultados e tendências na coluna 2: a) cota da superfície dos rejeitados e assentamento; b) densidade e índice de vazios; c) evaporação.

Outro resultado muito relevante é a evolução do grau de saturação, representada na Figura 7.33. O conhecimento desta variável é de sobremaneira importante, por se tratar de um dos principais indicadores no que respeita ao comportamento geoquímico dos rejeitados. Tal como se pode observar na Figura 7.33, o grau de saturação decresce ao longo do tempo, como resultado das perdas de humidade por evaporação. Pontualmente, ocorrem aumentos súbitos que correspondem à deposição de novas camadas de rejeitados saturados. A existência de valores de saturação superiores a 100% (o máximo obtido foi 106%) dá conta de imprecisões inerentes ao procedimento experimental utilizado. Designadamente, poderá ter existido alguma falta de rigor na determinação do teor de sólidos dos rejeitados no momento da deposição. Outra fonte de erro é a determinação do volume total, calculado a partir da cota de rejeitados no interior da coluna. Sendo uma superfície irregular, é difícil conseguir registos com precisão superior a 2 mm. A evolução do teor em água, representada na Figura 7.33 pela linha a traço interrompido, é muito semelhante à da saturação, embora com diferente escala.

Mais uma vez, relembra-se que os valores de saturação apresentados na Figura 7.33 são iguais ou inferiores aos valores reais, por não considerar a deformação horizontal dos rejeitados. Como se verá adiante, no final do ensaio o grau de saturação médio da coluna 2 rondava os 65%, enquanto a figura aponta para 50%. Já no que se refere ao teor em água, a precisão dos registos é bastante superior, uma vez que a sua determinação é realizada por pesagem, sem haver necessidade de calcular volumes. No final do ensaio, o teor em água médio na coluna 2 foi de 14%, valor este que coincide com o teor em água obtido na amostragem desta coluna.

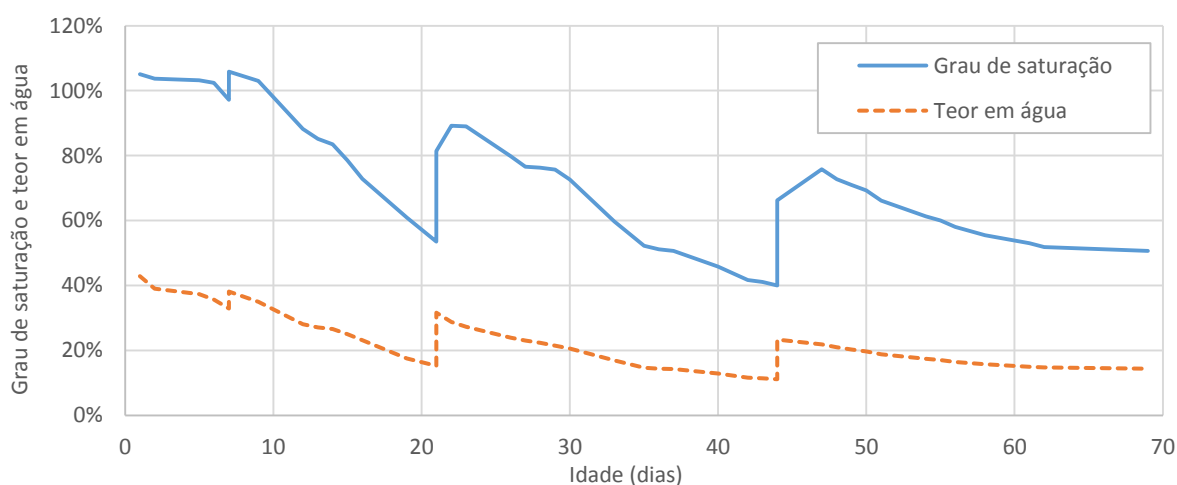


Figura 7.33 – Resultados e tendências na coluna 2: grau de saturação e teor em água.

No final do ensaio, procedeu-se ao esvaziamento e recolha de amostras indeformadas, tal como indicado em 7.4.3. Desta forma foi possível ultrapassar as incertezas devidas à fendilhação e obter perfis verticais dos índices físicos mais importantes com maior precisão.

Na Figura 7.34 representam-se alguns dos perfis obtidos na coluna 2. Na Figura 7.34a está representado o grau de saturação e os teores em água gravimétrico e volumétrico. Analisando os resultados, parecem existir duas zonas distintas. Da superfície até aos 35 cm de profundidade o grau de saturação é praticamente constante e próximo de 60%. Nessa mesma zona, o teor em água (gravimétrico) roda os 13%. Abaixo de uma zona de transição, dos 35 aos 40 cm, o grau de saturação aumenta para 80% e o

teor em água para 18%. Como se verá adiante, este comportamento ocorre em várias colunas. O teor em água volumétrico foi determinado através do sensor de humidade *ML3 ThetaProbe* a cada 5 cm de profundidade. Em cada patamar realizaram-se três leituras. Tal como se pode observar na Figura 7.34a, este equipamento fornece leituras muito variáveis. Verificou-se que o bom contacto entre os elétrodos e os rejeitados é fundamental, pois qualquer pequena perturbação lateral no ato de cravação do sensor tem como resultado inevitável uma leitura irrealista.

Na Figura 7.34b representa-se a densidade aparente, a densidade aparente seca e o índice de vazios. Estes resultados mostram que o índice de vazios é praticamente constante em toda a altura da coluna, variando entre 0,79 e 0,82. Note-se como estes valores são muito inferiores ao valor indicado na Figura 7.32b. A razão desta diferença reside na simplificação de ignorar a formação de fendas, no caso da Figura 7.32b. Tal como o índice de vazios, também a densidade aparente seca é praticamente constante e próxima de 2, já que os dois índices são inversamente proporcionais. A densidade (natural) aparente regista um ligeiro aumento na região inferior da coluna, de 2,2 para 2,3, como resultado do grau de saturação mais elevado.

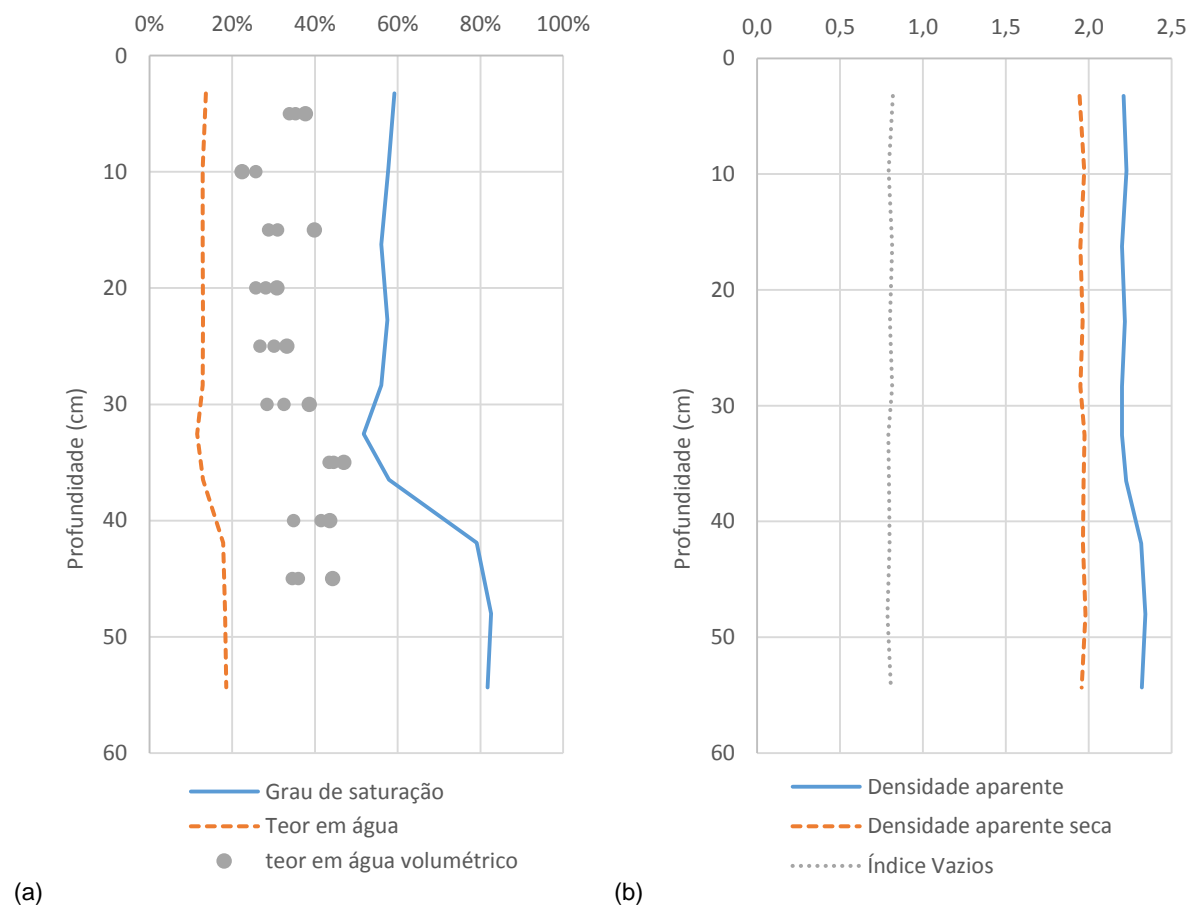


Figura 7.34 – Resultados da amostragem da coluna 2: a) grau de saturação e teor em água; b) densidade aparente e índice de vazios.

Na Figura 7.35 apresentam-se os resultados respeitantes à sucção e ao teor em água volumétrico. O perfil de sucção, Figura 7.35a, varia entre 60 e 80 kPa, não existindo uma tendência marcante. Num

perfil normal deveria perceber-se a evolução da sucção em profundidade, o que não é o caso presente. Tal deve-se, certamente, à reduzida altura das colunas, pelo menos em comparação com os casos reais, e ao facto da fendilhação e descolagem das colunas ter aqui um efeito muito importante.

Na Figura 7.35b constam as leituras efetuadas com o *ThetaProbe*, bem como o seu valor médio a cada profundidade. Na mesma figura, comparam-se os registos do *ThetaProbe* com o teor em água volumétrico calculado a partir dos índices físicos através da equação:

$$\theta = \frac{G w}{1 + e} \quad (7.4)$$

onde G representa a densidade das partículas sólidas, w representa o teor em água e e representa o índice de vazios. As diferenças entre os valores calculados e os valores medidos são consideráveis. Tendo em conta essas diferenças e a grande dispersão das leituras conclui-se que a utilização do *ThetaProbe* para avaliar o teor em água volumétrico dos rejeitados deve ser muito cautelosa.

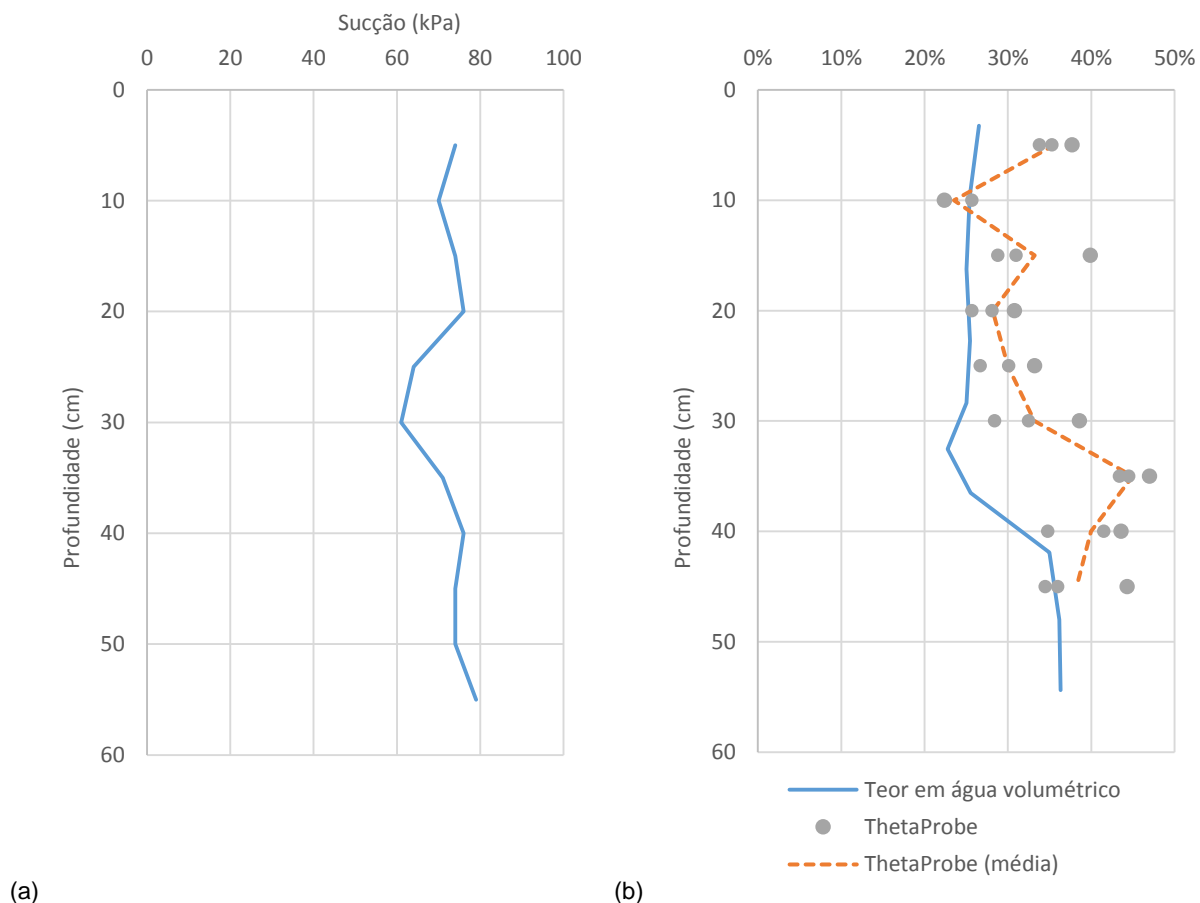


Figura 7.35 – Resultados da amostragem da coluna 2: a) sucção; b) teor água volumétrico.

7.4.5 RESULTADOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO

O estudo paramérico foi planeado com o objetivo de avaliar a influência de alguns fatores no comportamento dos rejeitados. Nos parágrafos seguintes analisa-se individualmente cada um desses

fatores, apresentando gráficos comparativos dos principais índices físicos: índice de vazios, grau de saturação e perfil de sucção.

Para avaliar os efeitos do ritmo de deposição podem ser analisados em conjunto os resultados das colunas 2 e 5. Na coluna 2 o ritmo de deposição adotado foi de 3,5 m/ano enquanto na coluna 5 o ritmo de deposição foi 10,5 m/ano. Como consequência, na coluna 2 foram depositadas camadas de 0,20 cm a cada 3 semanas enquanto na coluna 5 as camadas de 0,20 cm eram depositadas com intervalo de 1 semana. Em tudo o resto as colunas eram idênticas.

Na Figura 7.36 podem observar-se os resultados da amostragem destas duas colunas, em que são muito notórias as diferenças. Em termos de índice de vazios, o valor médio na coluna 2 foi de 0,8 enquanto na coluna 5 foi 1,1. A esta diferença de aproximadamente 30% corresponde uma variação da capacidade volumétrica do depósito de rejeitados de 15% (a capacidade é inversamente proporcional a “ $1 + e$ ”, onde e representa o índice de vazios). Por terem um índice de vazios muito mais elevado, associado à inexistência de forças de sucção, os rejeitados da coluna 5 são muito mais suscetíveis à liquefação do que os da coluna 2, aspeto também muito relevante no que refere à segurança do depósito de rejeitados.

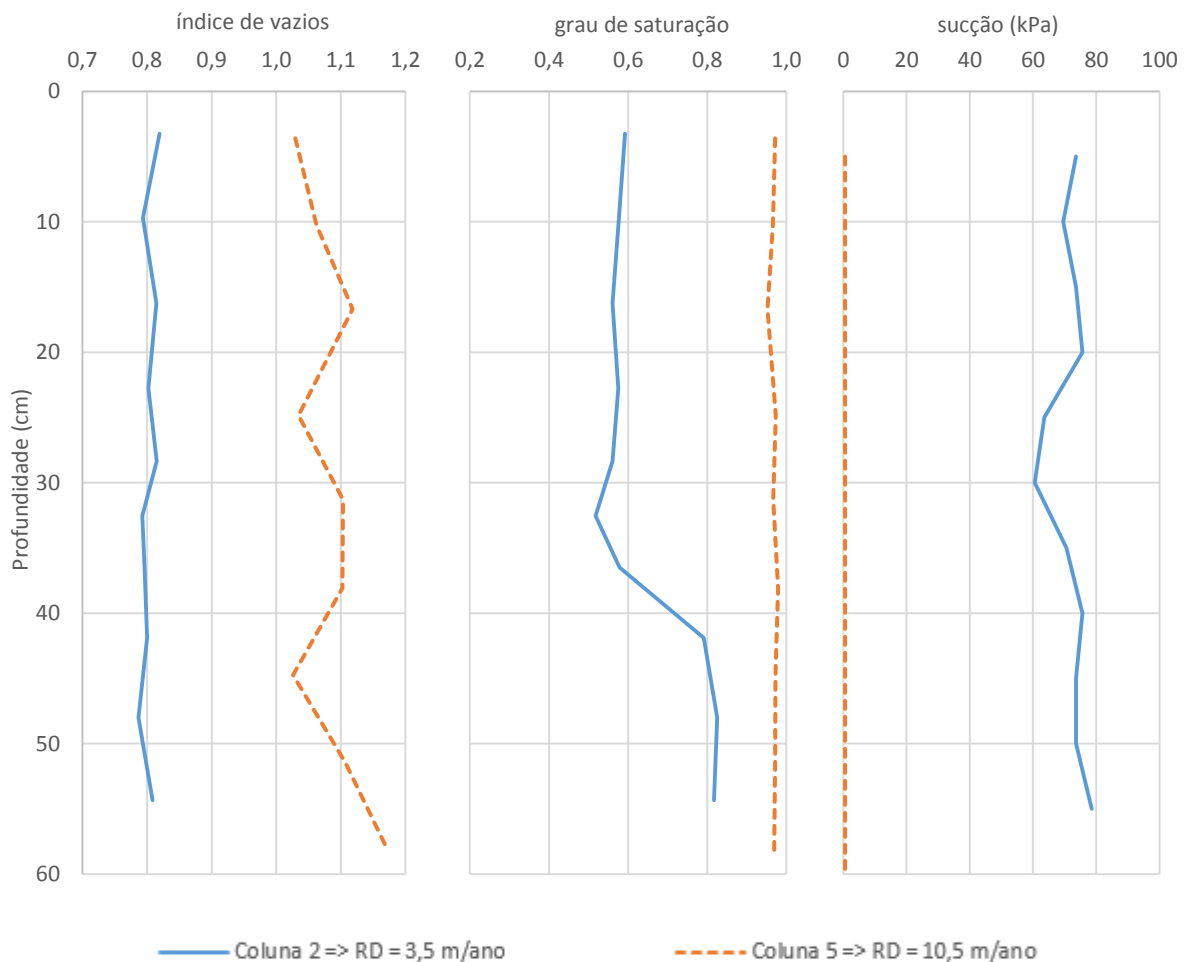


Figura 7.36 – Resultados do estudo paramétrico do ritmo de deposição anual.

A deposição a um ritmo mais acelerado tem também fortes implicações no estado de tensão. Tal como se observa na Figura 7.36, na coluna 5 o grau de saturação é próximo de 100% e a sucção é nula em toda a altura da coluna. Uma vez que foram efetuadas medições pontuais em cada uma das colunas, naturalmente

Nesta figura, tal como nas seguintes as diversas variáveis têm valores até profundidades diferentes porque a espessura total de rejeitados em cada coluna era ligeiramente diferente. Além disso, os valores representados resultam de um processo de amostragem e, naturalmente, a profundidade a que se conseguiam recolher amostras era variável de coluna para coluna.

Na Figura 7.37 podem ser observados dois blocos talhados no interior de cada uma das colunas em análise, notando-se o aspeto baço no bloco da coluna 2 e o aspeto brilhante, indiciador da presença da água, no bloco da coluna 5. É notória a diferença de consistência entre ambos. Os blocos recolhidos na coluna 5 estavam próximos do limite de liquidez do material, apresentando alguma exsudação quando manuseados. Já os blocos recolhidos na coluna 2 apresentavam-se duros e friáveis, com teor em água seguramente inferior ao limite de plasticidade.

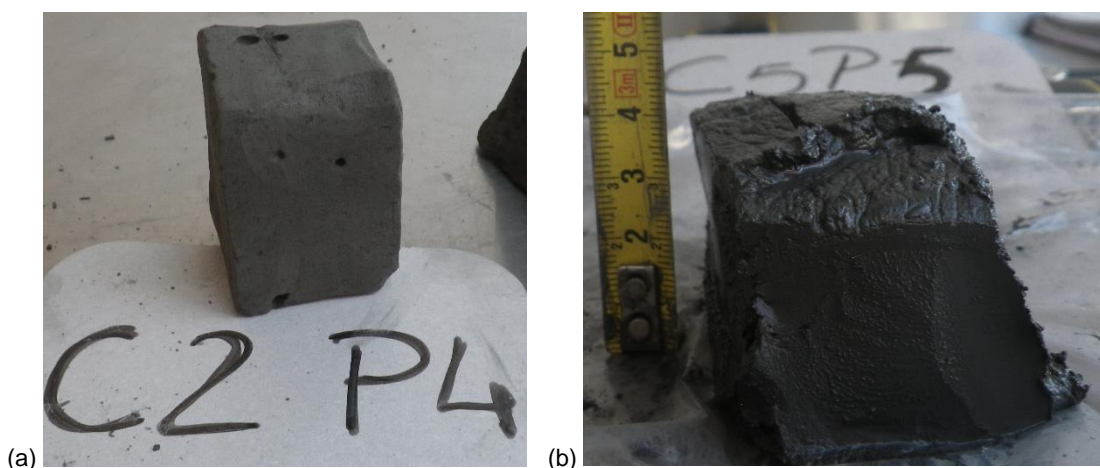


Figura 7.37 – Amostragem das colunas 2 e 5: a) bloco indeformado recolhido na coluna 2; b) bloco indeformado recolhido na coluna 5.

O segundo parâmetro em análise foi a espessura das camadas. Para tal compararam-se as colunas 1, 2 e 3, onde foram depositados rejeitados em camadas de 10, 20 e 30 cm, respetivamente. Uma vez que o ritmo de deposição foi idêntico nas três colunas, ajustou-se o tempo de exposição de cada camada em função da sua espessura.

Na Figura 7.38 constam os resultados da amostragem destas três colunas. Os perfis de índice de vazios são bastante semelhantes, com valores ligeiramente mais reduzidos quando se depositam camadas mais delgadas. Os valores médios do índice de vazios são: 0,79 na coluna 1, 0,80 na coluna 2 e 0,82 na coluna 3. Relativamente ao grau de saturação nota-se que a coluna 3, com camadas de 30 cm, está um pouco mais saturada que as demais.

No que respeita à sucção, a coluna 1 apresenta valores um pouco mais elevados, entre 70 e 80 kPa, com média de 77 kPa. Na região inferior desta coluna não se conseguiram registos por se ter ultrapassado o limite superior da gama de leitura do tensiómetro. Nas restantes colunas, a sucção medida variava entre

60 e 80 kPa, sem um padrão claramente definido. O valor médio de sucção nas colunas 2 e 3 foi de 72 kPa.

Em termos globais, verifica-se que a deposição em camadas mais delgadas é mais eficiente, embora as diferenças sejam pouco marcadas, podendo não justificar o esforço operacional associado à maior rotatividade dos pontos de deposição de rejeitados.

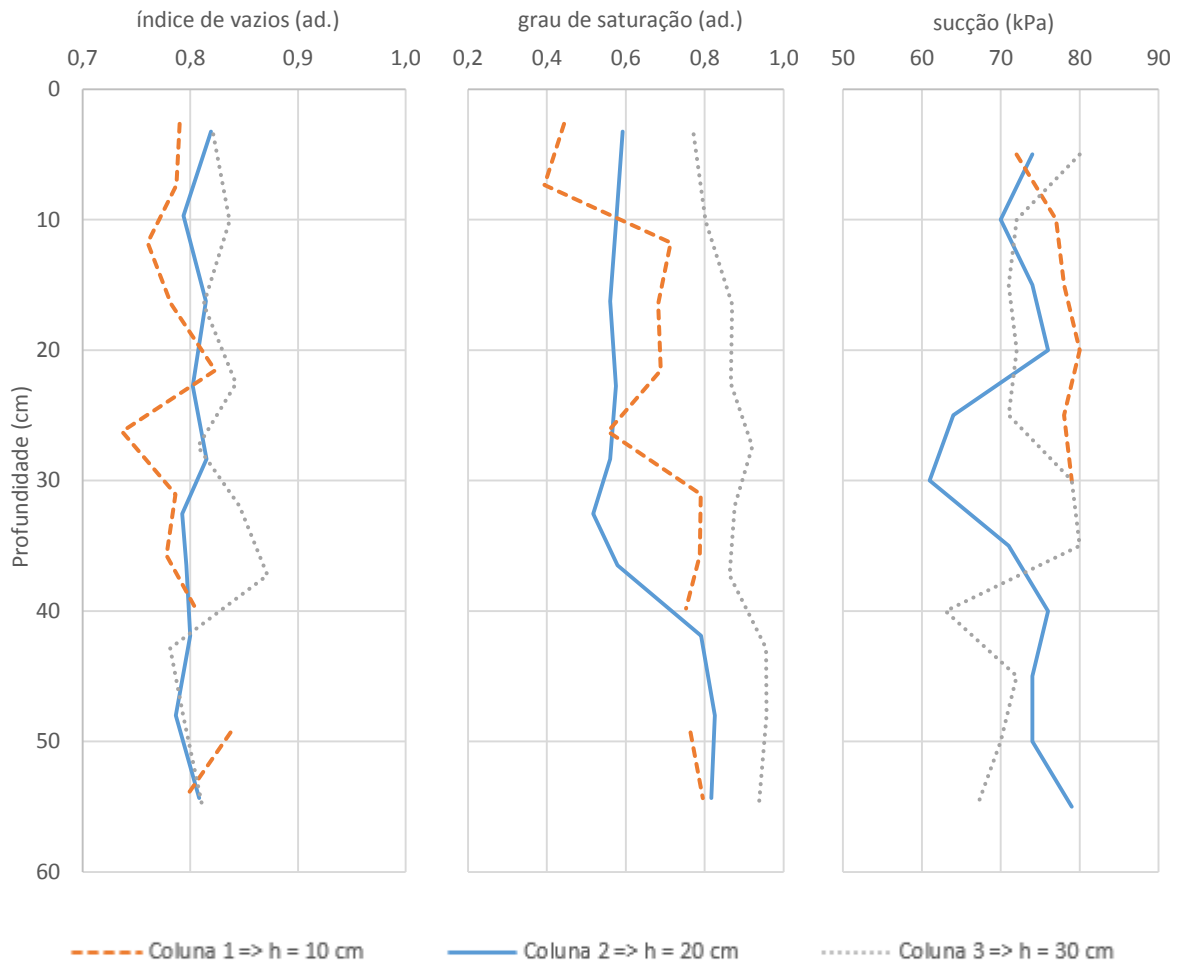


Figura 7.38 – Resultados do estudo paramétrico da espessura das camadas.

O estudo paramétrico do grau de espessamento foi realizado comparando a coluna base (coluna 2, cujo grau de espessamento corresponde a um teor de sólidos de 65%) com as colunas 7 e 8, onde o grau de espessamento foi de 60 e 70%, respetivamente. Tal como se pode observar na Figura 7.39 este parâmetro tem uma influência determinante.

Relativamente ao índice de vazios, em cada uma das colunas os valores finais são praticamente constantes em altura, com médias de 0,76 na coluna 8, 0,8 na coluna 2 e 0,97 na coluna 7. Em termos práticos, o aumento do grau de espessamento de 60% para 70% conduz a um aumento da ordem de 12% de capacidade do depósito.

Em termos de grau de saturação, as diferenças são também muito significativas. Enquanto na coluna com rejeitados espessados a 60% o grau de saturação é sempre superior a 96%, à superfície da coluna com rejeitados espessados a 70% o grau de saturação atinge mínimos de 28%, a que corresponde um teor em água de apenas 6%. Naturalmente, estas diferenças manifestam-se também na sucção. Com espessamento de 60%, a sucção varia entre 0 no fundo da coluna e 40 kPa à superfície. Já no caso das colunas com rejeitados espessados até 65 e 70%, a sucção é razoavelmente constante em toda a altura das colunas, rondando os 70 kPa.

Estes resultados permitem confirmar aquilo que já se tinha observado nas colunas de sedimentação e nos ensaios edométricos: o espessamento inicial, antes da deposição, têm fortes implicações no comportamento dos rejeitados, não só no momento da deposição mas durante toda a vida útil do depósito.

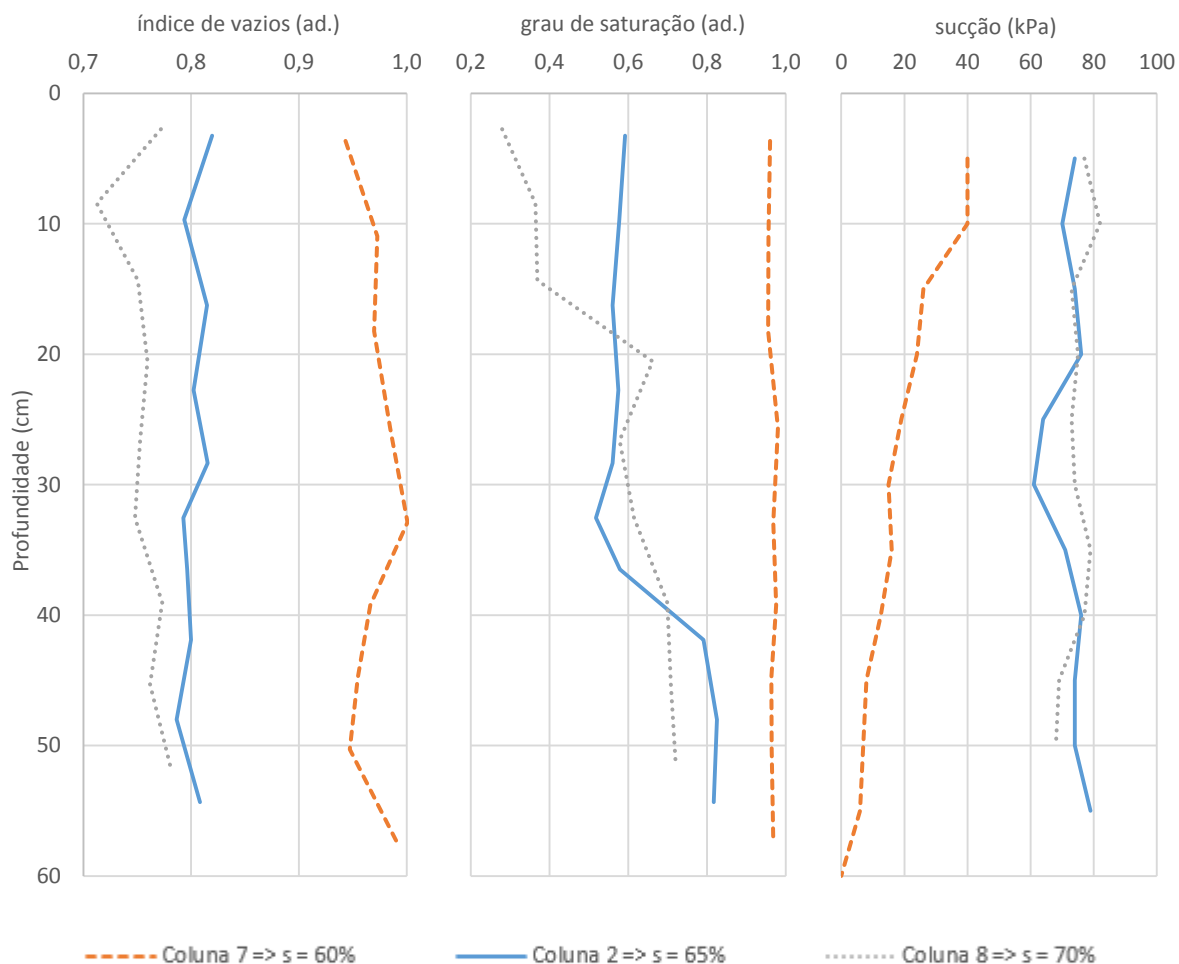


Figura 7.39 – Resultados do estudo paramétrico do grau de espessamento.

O estudo paramétrico dos efeitos da granulometria na deposição de rejeitados implicou a preparação de misturas distintas, com diâmetro efetivo D_{50} igual a 5, 10 e 20 μm , cujas curvas granulométricas se representam na Figura 7.40. Na coluna de referência do estudo paramétrico usaram-se rejeitados com D_{50} de 10 μm , por ser este o valor médio da pasta. Os valores de 5 e 20 μm correspondem aos limites

possíveis. Caso sejam utilizados ciclones para retirar aos rejeitados a fração arenosa, destinada ao enchimento de fundo da mina, a curva granulométrica resultante terá um D_{50} de 5 μm . Caso não haja necessidade de realizar o enchimento de fundo, a curva granulométrica dos rejeitados corresponderá à curva da alimentação dos ciclones, em que o D_{50} vale 20 μm .

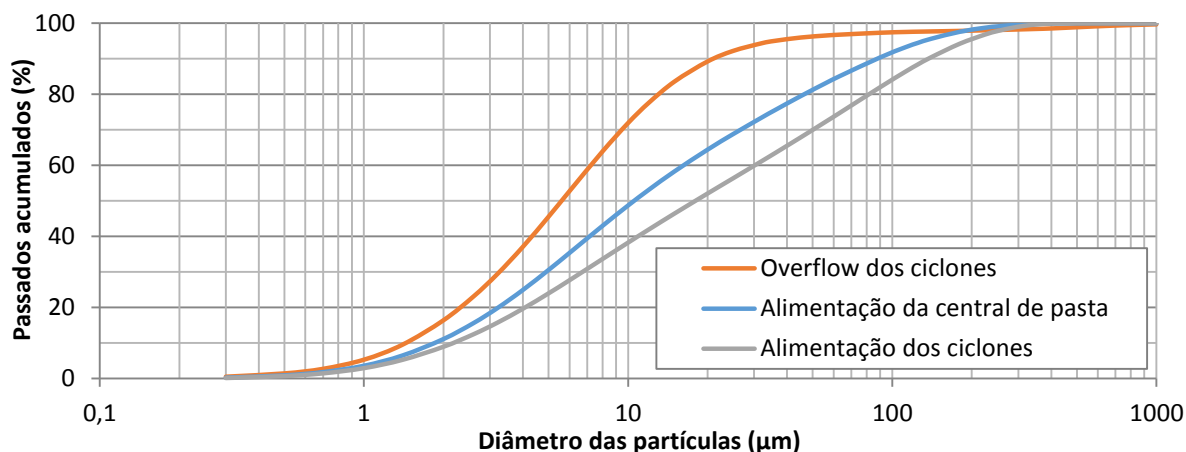


Figura 7.40 – Curvas granulométricas dos rejeitados usados nas colunas de secagem com várias camadas.

Em termos de índice de vazios, a Figura 7.41 mostra uma clara diferença entre os rejeitados mais finos e os restantes. Na coluna 9, com $D_{50} = 5 \mu\text{m}$, o índice de vazios médio obtido foi 1,0 enquanto nas restantes colunas a média foi 0,8. Em termos de volume ocupado pelos rejeitados, esta diferença representa um acréscimo de 11%. Relativamente à saturação, a coluna 9, com rejeitados mais finos, apresenta valores mais elevados do que as restantes. Contrariamente ao esperado, o grau de saturação da coluna com rejeitados mais grossos está entre as demais. Em termos de sucção, tanto a coluna 9 como a coluna 10 apresentam valores muito próximos de 80 kPa em toda a altura.

O último parâmetro analisado foi a condição ambiental, traduzido em termos de evaporação potencial. Na Figura 7.42 estão dispostos os resultados das colunas 12 e 11, sujeitas a evaporações potenciais diárias de 4 e 12 mm. Estas colunas são comparadas com a coluna base do estudo paramétrico, a coluna 2, onde se aplicou uma evaporação potencial de 8 mm diários. Nos três índices, os resultados mostram uma grande diferença entre a coluna com evaporação mais reduzida e as demais. Aparentemente, com exceção dos 20 cm mais superficiais, o benefício de uma evaporação potencial superior a 8 mm/dia é quase nulo. A coluna 12, submetida a evaporação potencial de 4 mm/dia, permanece saturada e com sucção nula em toda a altura. Já na coluna 11, onde a evaporação potencial foi de 12 mm/dia, os perfis de saturação e sucção são semelhantes aos da coluna 2.

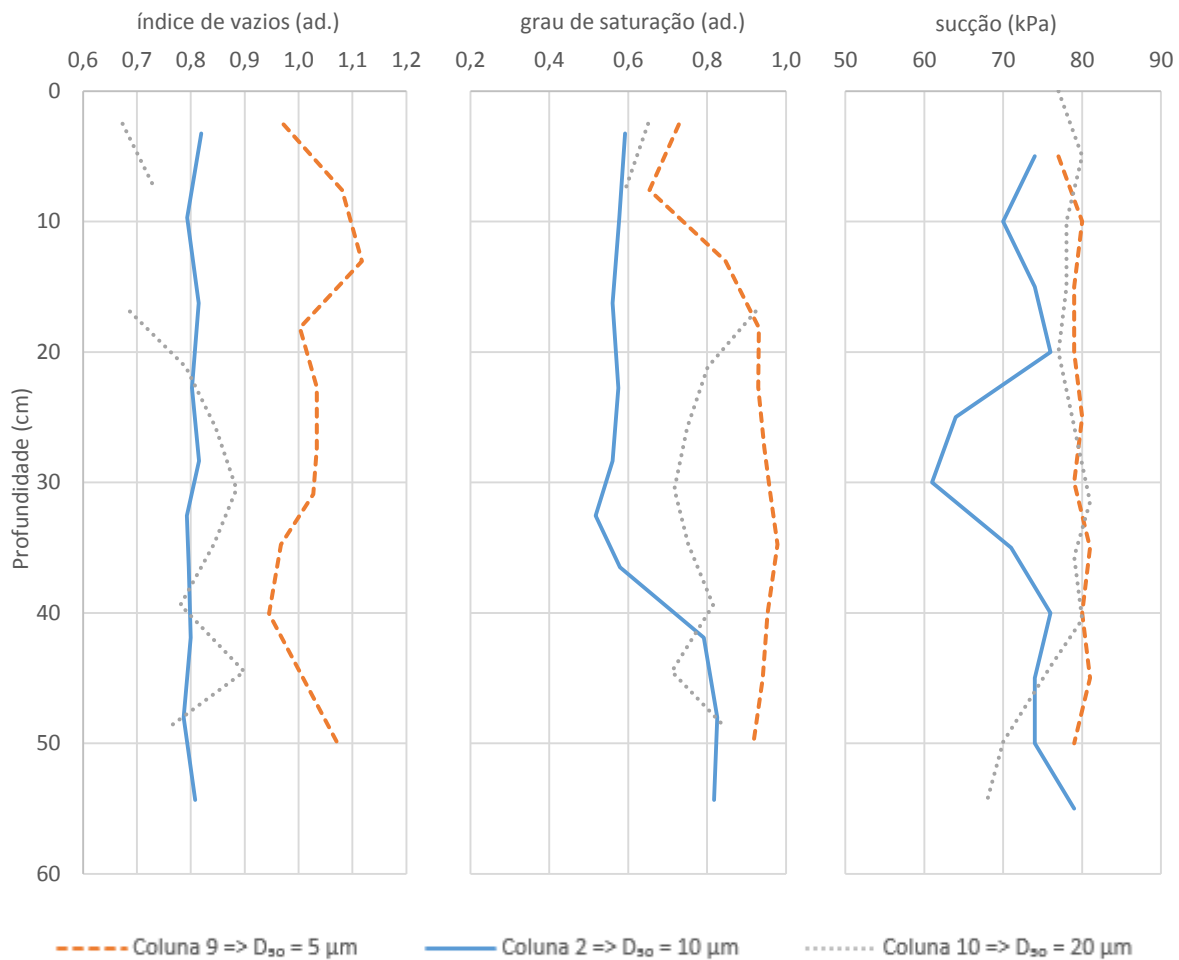


Figura 7.41 – Resultados do estudo paramétrico da granulometria.

Em jeito de resumo do estudo paramétrico pode dizer-se que dos cinco parâmetros analisados apenas a espessura das camadas não é determinante para o comportamento do depósito, na gama de espessuras e condições ambientais avaliadas. Dos restantes parâmetros há três que dificilmente podem ser controlados numa estação de deposição de rejeitados: a evaporação potencial é uma imposição climática; o ritmo de deposição depende da relação entre a produção de rejeitados e a área do depósito; a granulometria é imposta a montante pelo processo industrial de recuperação do minério. A otimização de um depósito de rejeitados deste tipo fica portanto limitada ao grau de espessamento.

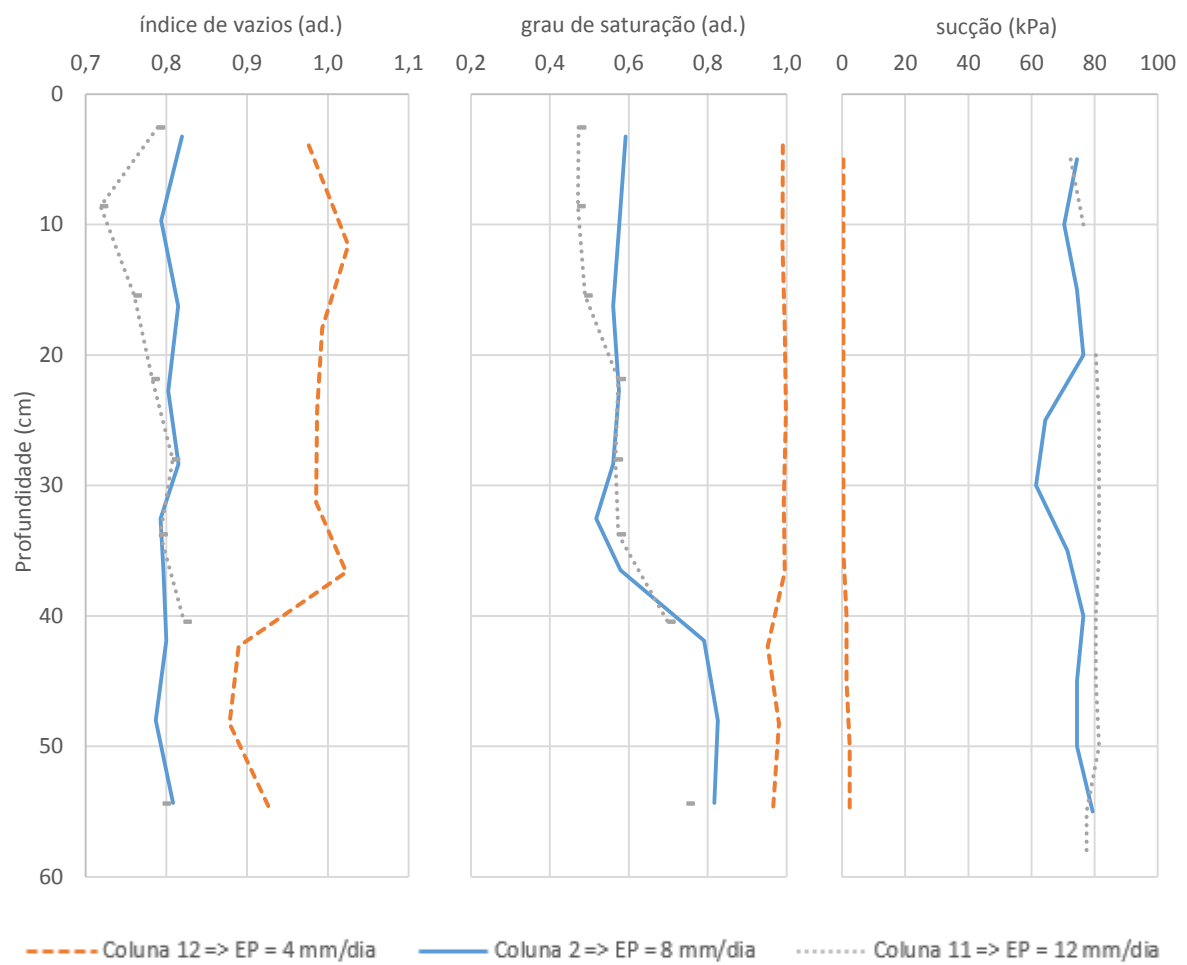


Figura 7.42 – Resultados do estudo paramétrico das condições de evaporação.

8

MODELAÇÃO NUMÉRICA

8.1 OBJETIVOS DA MODELAÇÃO NUMÉRICA

Nos capítulos anteriores foram descritos vários ensaios que tinham por objetivo caracterizar em pormenor o comportamento dos rejeitados. Neste capítulo, como corolário desse esforço de caracterização, apresenta-se um programa de cálculo, relativamente simples, que permite incorporar algumas das propriedades e características dos materiais, apresentadas e discutidas nos capítulos anteriores.

No capítulo 2 foi feita uma breve análise a alguns programas de cálculo automático. Tendo em conta a dificuldade em encontrar um programa de cálculo que se adequasse na íntegra às especificidades dos rejeitados e do depósito em estudo, desenvolveu-se um programa especificamente para o efeito. A programação foi realizada em VBA (*Visual Basic for Applications*), por ser uma linguagem de programação familiar ao autor e pela facilidade de interação com o Excel, simplificando a introdução de dados e o tratamento de resultados.

O programa foi desenvolvido tendo em mente dois objetivos principais: estimar o índice de vazios ao longo de toda a possança do depósito e avaliar o seu peso volúmico seco. O conhecimento do índice de vazios fornece indicações preciosas para as análises de estabilidade, não só em termos de resistência, mas, sobretudo, no que se refere ao potencial de liquefação. O conhecimento do peso volúmico seco é importante pois permite aferir a capacidade mássica do depósito de rejeitados. Para se conseguir atingir estes dois objetivos, o modelo numérico foi calibrado com resultados dos ensaios *in situ* e com os registos topográficos obtidos na Instalação de Resíduos de Cerro do Lobo até 2015 e só então foram feitas extrapolações, procurando prever a evolução do estado de tensão e deformação dos rejeitados, desde essa data até ao encerramento do depósito, previsto para 2040.

8.2 DESCRIÇÃO DO PROGRAMA DE CÁLCULO

O programa concebido tem uma organização bastante simples, ilustrada pelo fluxograma da Figura 8.1. Tal como indicado, é constituído por cinco módulos, em que os três primeiros servem como preparação ao cálculo, realizados nos dois módulos principais. A descrição do funcionamento de cada um dos módulos, nos parágrafos seguintes, é facilitada com os comentários inseridos no próprio código, apresentado em anexo.

No primeiro módulo são declaradas e inicializadas as variáveis, definidas as constantes e dimensionados vetores e matrizes. O segundo módulo tem como função ler os dados do problema (escritos pelo utilizador na folha de cálculo), completar o dimensionamento de vetores e matrizes em função dos dados, preparar as zonas de escrita de resultados e ajustar as escalas dos gráficos em função da geometria

do modelo. No terceiro módulo calculam-se algumas das variáveis de controlo, designadamente: o incremento temporal do ciclo de resolução numérica da equação da consolidação (Δt), a altura inicial dos elementos (igual para todos os elementos) e o volume de sólidos em cada elemento (igual para cada material). Além disso, neste módulo é definida a geometria do modelo numérico, calculando-se, para cada nó, a sua posição inicial, cota piezométrica e tensão total.



Figura 8.1 – Fluxograma do programa de cálculo automático.

O quarto módulo tem por objetivo determinar o comportamento dos rejeitados face à deposição de rejeitados, considerando os efeitos conjuntos da deposição e da consolidação sob peso próprio. O fluxograma deste módulo está representado na Figura 8.2 e o seu funcionamento é descrito nos parágrafos que se seguem.

Neste módulo são considerados dois intervalos de tempo distintos. O primeiro desses intervalos, designado no fluxograma por ΔT , é usado para dividir a deposição em pequenos incrementos. Um valor razoável para ΔT é, por exemplo, uma semana, que corresponderá a uma deposição de poucos centímetros de espessura. O outro intervalo de tempo, designado no fluxograma por Δt , tem uma duração muito mais curta, na maioria dos casos inferior a uma hora, é usado no processo de resolução numérico da equação diferencial da consolidação. Além destas existem duas outras variáveis temporais. A variável ΔSHT define os intervalos de tempo a que o programa guarda os resultados e T_{max} representa o instante até quando o programa deverá efetuar cálculos.

Após declaração e inicialização das variáveis privadas deste módulo, o cálculo é iniciado determinando a espessura de rejeitados no intervalo ΔT . Esse cálculo é realizado através de uma subrotina onde se encontram definidas as taxas de deposição de rejeitados e sua evolução no tempo. O passo seguinte consiste na resolução numérica da equação diferencial da consolidação, em sucessivas iterações em que o tempo é incrementado Δt , de acordo com o procedimento descrito em 8.2.1. Na prática, o intervalo de tempo ΔT é dividido em subintervalos de duração Δt .

Depois de determinadas as cotas piezométricas em todos os nós do modelo e, uma vez que se conhece a tensão total em qualquer ponto, é determinada a tensão efetiva. A determinação do índice de vazios pode então ser efetuada, usando-se para isso uma sub-rotina onde está definida a lei de compressibilidade de cada material. À data, o programa de cálculo contempla como possibilidades a variação linear e a variação parabólica do índice de vazios com o logaritmo da tensão efetiva mas nada obsta a que se introduza qualquer outra lei, caso tal se mostre necessário.

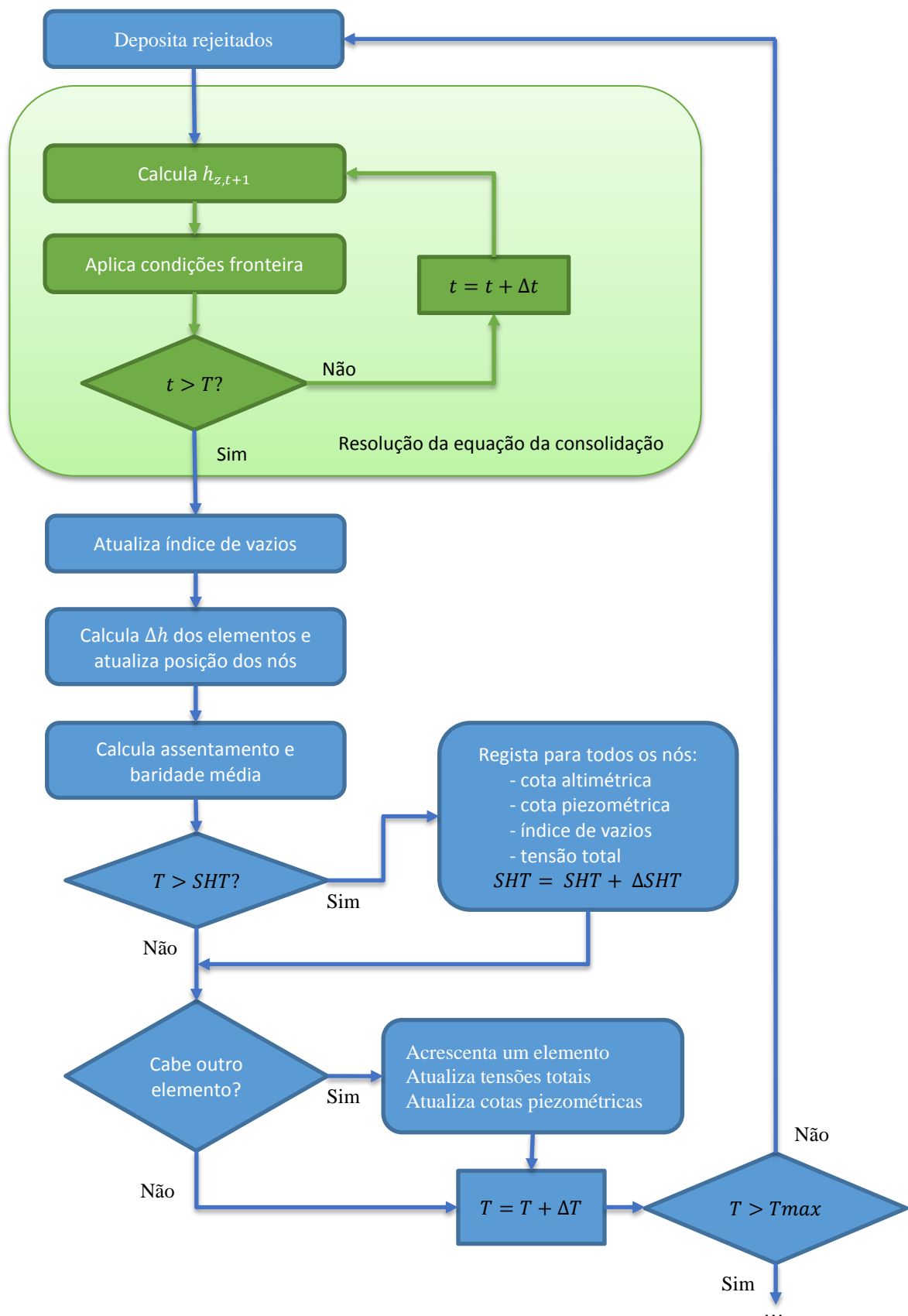


Figura 8.2 – Fluxograma do módulo de cálculo da deposição e consolidação sob peso próprio.

O passo seguinte consiste atualizar a posição dos nós e a altura dos elementos. Uma vez que os limites dos elementos são móveis e que contêm sempre o mesmo volume de partículas sólidas, a sua altura pode ser calculada pela equação:

$$\Delta z_{i,T} = \frac{\Delta z_0}{1 + e_0} (1 + e_{i,T}) \quad (8.1)$$

onde $\Delta z_{i,T}$ representa a altura do elemento i no instante T , Δz_0 representa a altura inicial do elemento, e_0 representa o índice de vazios inicial, e $e_{i,T}$ representa o índice de vazios do elemento i no instante T . A altura inicial é igual para todos os elementos e o índice de vazios inicial é específico de cada material.

Nesta fase é possível calcular a altura total do modelo no instante T , somando as alturas individuais dos elementos e calculando a baridade seca média em T através da equação:

$$\gamma_{d,T}^{med} = \frac{\Delta z_0}{1 + e_0} \frac{n G \gamma_w}{z_{topo} - z_1} \quad (8.2)$$

onde n representa o número de elementos, G representa a densidade das partículas sólidas, γ_w o peso volúmico da água, z_{topo} representa a cota altimétrica do ponto superior do modelo de cálculo no instante T e z_1 a cota altimétrica da base. Caso existam dois ou mais materiais distintos é usada a seguinte expressão alternativa:

$$\gamma_{d,T}^{med} = \frac{\Delta z_0}{z_{topo} - z_1} \sum_j \frac{n_j G_j \gamma_w}{1 + e_{0,j}} \quad (8.3)$$

As saídas de resultados são constituídas por uma matriz onde se registam, para cada T , as variáveis mais significativas: cota da superfície dos rejeitados, assentamento, baridade seca média. Além disso, sempre que o tempo T atinge um valor predefinido, SHT , o programa fornece perfis verticais de carga hidráulica, índice de vazios e tensão vertical efetiva.

Por último, antes do final do ciclo, é comparada a cota da superfície para avaliar se é possível acrescentar mais um elemento. Em caso afirmativo é necessário atualizar a lista de nós, somar o peso desse elemento às tensões totais e atualizar a cota piezométrica. O módulo termina quando o tempo limite, T_{max} , for atingido.

O quinto e último módulo tem por objetivo determinar os efeitos da secagem. Em termos de código, este módulo é muito semelhante ao anterior. A principal diferença reside no facto de não haver deposição, pelo que não é necessário acrescentar elementos ao modelo. Em alternativa à deposição, a solicitação consiste em alterar as condições fronteira, reduzindo a cota piezométrica do ponto superior do modelo. Essa redução é controlada por uma sub-rotina auxiliar onde está definida a variação da cota piezométrica superficial com o tempo. A questão da secagem e sua introdução no modelo de cálculo encontra-se detalhada na secção 8.2.5.

8.2.1 RESOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DIFERENCIAL DA CONSOLIDAÇÃO

O programa desenvolvido recorre ao método das diferenças finitas para resolver a equação da consolidação. Tem a particularidade de usar uma malha de geometria variável, que vai ganhando novos elementos à medida que os rejeitados são depositados. Além disso, as coordenadas dos nós são

atualizadas a cada instante, em função dos assentamentos. Trata-se, no fundo, de um sistema de coordenadas lagrangeanas, onde os elementos são móveis e deformáveis, contendo sempre as mesmas partículas sólidas, de forma muito semelhante ao apresentado por Masala (1998).

Tal como propostos na teoria da consolidação com grandes deformações (*large strain consolidation*) proposta por Gibson *et al.* (1981), com o programa desenvolvido é possível considerar a variação da permeabilidade e da compressibilidade com o estado de tensão.

Num qualquer instante t , a taxa de redução da carga hidráulica, h , num ponto à cota z do interior da massa de rejeitados em consolidação pode ser calculada pela equação:

$$\frac{\partial h}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \quad (8.4)$$

Em termos físicos a equação anterior corresponde à equação da difusão unidimensional, também conhecida por segunda lei de Fick (Crank, 1975). Neste caso concreto, o coeficiente de difusão não é mais do que o coeficiente de consolidação, c_v .

A resolução numérica da equação diferencial (8.4) tem por base o esquema representado na Figura 8.3.

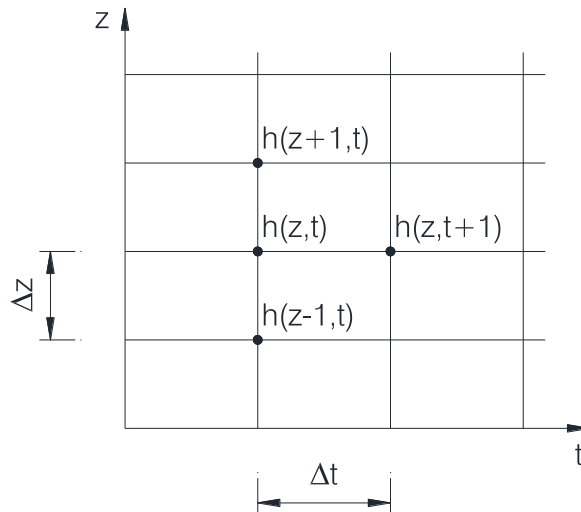


Figura 8.3 – Resolução da equação da consolidação através do método das diferenças finitas.

Considerando um intervalo de tempo Δt suficientemente pequeno, o primeiro termo da equação (8.4) no ponto à cota z pode ser calculado pela equação:

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{h_{z,t+1} - h_{z,t}}{\Delta t} \quad (8.5)$$

De forma semelhante, considerando a distância entre pontos adjacentes Δz resulta:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{h_{z+1,t} - 2h_{z,t} + h_{z-1,t}}{\Delta z^2} \quad (8.6)$$

Substituindo (8.5) e (8.6) em (8.4) obtém-se:

$$\frac{h_{z,t+1} - h_{z,t}}{\Delta t} = c_v \frac{h_{z+1,t} - 2h_{z,t} + h_{z-1,t}}{\Delta z^2} \quad (8.7)$$

A equação (8.7) pode ser rearranjada para explicitar a carga hidráulica no instante temporal seguinte, $t + 1$, a partir da carga hidráulica do ponto e dos pontos vizinhos no instante atual, t :

$$h_{z,t+1} = h_{z,t} + \frac{c_v \Delta t}{\Delta z^2} (h_{z+1,t} - 2h_{z,t} + h_{z-1,t}) \quad (8.8)$$

A equação anterior pode ser simplificada através da consideração de um parâmetro β definido por:

$$\beta = \frac{c_v \Delta t}{\Delta z^2} \quad (8.9)$$

resultando:

$$h_{z,t+1} = h_{z,t} + \beta (h_{z+1,t} - 2h_{z,t} + h_{z-1,t}) \quad (8.10)$$

De acordo com Crank (1975), para que o procedimento numérico seja convergente para uma solução correta é necessário que a variável β seja inferior a 0,5. Assim sendo, depois de se adotar um valor de β (foi utilizado o valor 0,4) e conhecida a altura dos elementos, é possível calcular o intervalo de tempo Δt a utilizar. Quando o coeficiente de consolidação, c_v , não é igual em todos os elementos torna-se necessário calcular diferentes β , já que o avanço do tempo é uniforme. Isto implica que se utilize o elemento com maior coeficiente de consolidação para estabelecer o avanço no tempo:

$$\Delta t = \frac{0,4 \Delta z^2}{c_{v \max}} \quad (8.11)$$

e só então se calculam os valores de β para os restantes materiais:

$$\beta_i = \frac{c_{v i} \Delta t}{\Delta z^2} \quad (8.12)$$

8.2.2 CONDIÇÕES FRONTEIRA

Para além da equação (8.10), a resolução da equação diferencial da consolidação requer o conhecimento das condições fronteira. Na fronteira superior considerou-se que, em cada instante, a cota piezométrica coincide com a cota da superfície dos rejeitados. Para a fronteira inferior foram consideradas três hipóteses:

- fronteira impermeável, impondo em cada instante uma carga hidráulica igual à do nó contíguo;
- fronteira drenante, impondo uma cota piezométrica fixa;
- fronteira semipermeável, impondo uma lei de variação da uma cota piezométrica na base.

O programa foi escrito de tal forma que a cota piezométrica da fronteira inferior drenante é um dos parâmetros a serem fornecidos, não sendo necessariamente igual à cota piezométrica da fronteira superior.

No caso da Instalação de Resíduos de Cerro do Lobo há necessidade de distinguir duas fases. Durante a deposição subaquática de polpa, a cota piezométrica da fronteira inferior manteve-se praticamente constante e coincidente com o nível de água na albufeira. Com o início da deposição de rejeitados espessados, a cota piezométrica da fundação tem vindo a aumentar, à medida que a cota da superfície dos rejeitados se eleva. Apesar disso, a instrumentação e os ensaios de campo têm mostrado que a cota piezométrica da base se mantém alguns metros abaixo da cota da superfície.

8.2.3 RELAÇÃO ENTRE A COMPRESSIBILIDADE E A TENSÃO EFETIVA VERTICAL

Tipicamente, a compressibilidade de um solo é definida através do índice de compressibilidade, C_c . Este índice permite relacionar a variação do índice de vazios, e , com a tensão efetiva vertical, σ'_v , para solos normalmente consolidados, através da equação:

$$e = e_1 - C_c \log(\sigma'_v) \quad (8.13)$$

em que e_1 é o índice de vazios de formação, correspondente a uma tensão efetiva vertical de 1 kPa.

Na Figura 8.4 estão representados os resultados de um ensaio edométrico sobre uma amostra de pasta e duas linhas de ajuste matemático. A linha a traço interrompido, azul, corresponde à equação (8.13). Uma vez que se utilizou uma escala logarítmica para representar a tensão vertical esta equação dá origem a uma linha reta. Regra geral, o ajuste dos parâmetros da equação, e_1 e C_c , permite uma boa aproximação aos resultados experimentais. Neste caso concreto, considerando $e_1 = 1,54$ e $C_c = 0,26$, consegue-se um bom ajuste, mas apenas para tensões efetivas verticais superiores a 100 kPa. Abaixo desta tensão, este modelo matemático não é adequado para descrever o comportamento do material, apontando para índices de vazios muito superiores aos valores reais. Na maioria das obras geotécnicas esta discrepância é pouco significativa. No caso dos rejeitados, contudo, interessa conhecer a evolução do índice de vazios a partir da deposição, altura em que as tensões verticais são praticamente nulas, e portanto a habitual aproximação linear é desadequada.

Para tentar contornar este problema utilizou-se como alternativa a seguinte equação quadrática:

$$e = e_1 - e_a \log(\sigma'_v)^2 - e_b \log(\sigma'_v) \quad (8.14)$$

em que e_a e e_b são dois parâmetros de ajuste. Para o ensaio edométrico em causa os parâmetros que melhor ajustam esta equação são: $e_1 = 1,24$, $e_a = 0,040$, $e_b = 0,037$. A curva resultante está representada na Figura 8.4 pelo pontado laranja. Tal como se pode observar, com esta equação consegue-se uma excelente aproximação aos resultados experimentais.

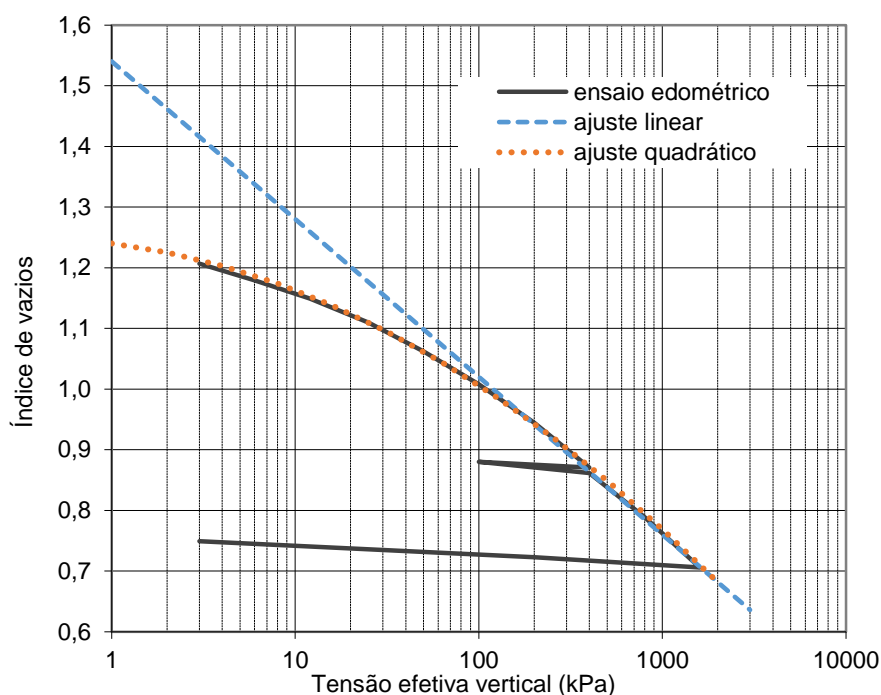


Figura 8.4 – Ensaio edométrico de uma amostra de pasta e curvas de ajuste.

No caso da polpa, a problemática é muito semelhante. O ajuste dos resultados experimentais utilizando a equação (8.13) fornece bons resultados apenas para tensões superiores a 100 kPa, tal como mostra a linha azul da Figura 8.5. Neste caso, os parâmetros utilizados foram $e_1 = 1,72$ e $C_c = 0,29$. Em alternativa, utilizando a equação (8.14) e considerando $e_1 = 1,47$, $e_a = 0,035$, $e_b = 0,10$, consegue-se uma aproximação muito satisfatória em toda a gama de tensões.

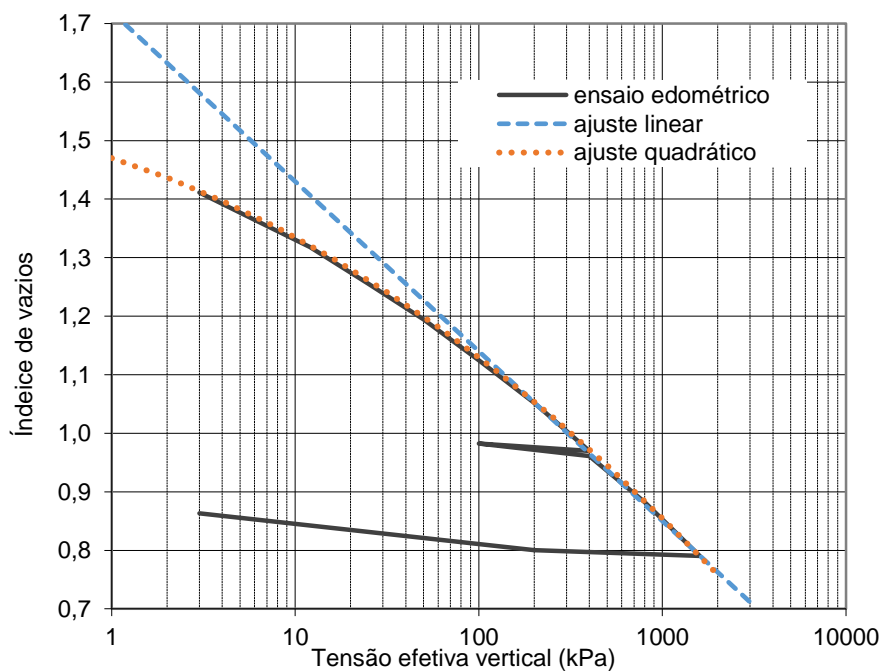


Figura 8.5 – Ensaio edométrico de uma amostra de polpa e curvas de ajuste.

Tanto no caso da pasta como no caso da polpa, o índice de vazios de formação obtido pelo ajuste quadrático das curvas de compressibilidade é compaginável com o índice de vazios obtido nas colunas de sedimentação, cujos resultados são apresentados no capítulo 7.

No caso da pasta, foi possível medir o índice de vazios *in situ*. Essas medições foram realizadas em quatro campanhas de prospeção, realizadas ao longo de um ano e meio. Nos casos em que os rejeitados se encontravam mais macios o acesso foi conseguido através de placas de polietileno que permitiram aumentar a área de contacto com os mesmos, sendo a recolha de amostras realizada por cravação de amostradores.

Os resultados dessas campanhas estão representados na Figura 8.6. A dispersão de resultados resulta, em grande medida, dos efeitos da secagem, que induzem tensões matriciais conducentes à redução de volume. Assim sendo, o índice de vazios de formação corresponderá aos valores mais elevados, ou seja próximo de 1,3. Este valor é semelhante ao valor encontrado nas colunas de sedimentação e ao valor obtido no ajuste dos resultados do ensaio edométrico.

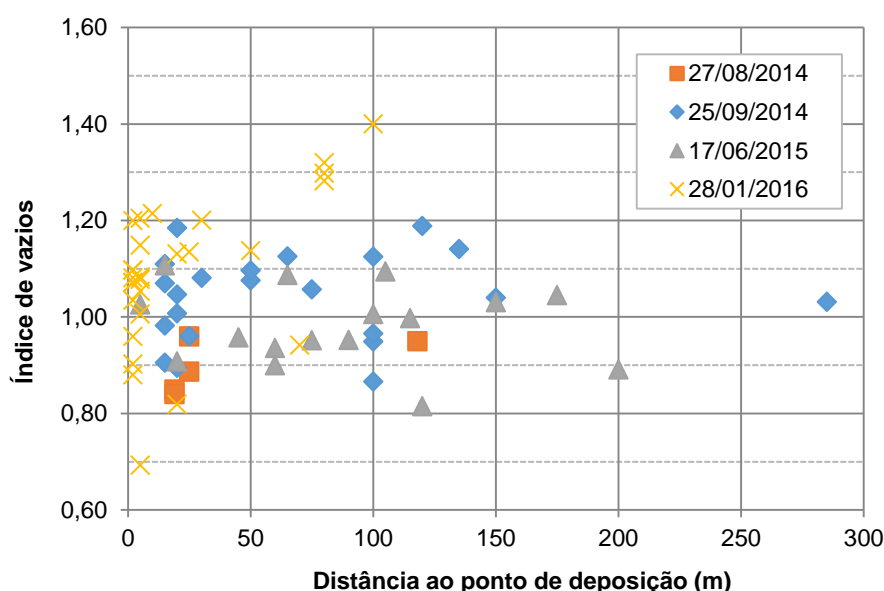


Figura 8.6 – Medição *in situ* do índice de vazios na Barragem de Cerro do Lobo.

8.2.4 TAXA DE DEPOSIÇÃO DE REJEITADOS

Um dos dados de entrada do programa de cálculo é a rapidez com que são depositados os rejeitados. Na Figura 8.7 está representada a evolução da cota da superfície dos rejeitados em função do tempo desde o início da exploração. Até 2010 a deposição dos rejeitados foi efetuada subaquaticamente e o ritmo de crescimento em altura foi aproximadamente uniforme, independentemente da localização em planta. Nos primeiros três anos verificou-se uma rápida acumulação de rejeitados no vale em frente da barragem principal, com um crescimento médio de 3,5 m por ano. À medida que a área de deposição se foi alargando o ritmo de crescimento vertical dos rejeitados foi-se reduzindo proporcionalmente. Entre 2000 e 2010 a elevação da superfície dos rejeitados aconteceu ao ritmo de cerca de 0,7 m/ano.

A alteração da deposição subaquática para a deposição de rejeitados espessados levou à divisão do depósito em células com ritmo de enchimento diferenciado, permitindo a realização de ciclos de

deposição e secagem. Esta mudança originou ritmos de deposição muito elevados em algumas células, enquanto noutras a deposição foi muito reduzida ou até nula. Na Figura 7.2 está representada a evolução da superfície de rejeitados em quatro locais distintos. Tal como se pode observar, o ritmo de deposição variou desde um máximo de 8 m/ano, na célula 10, durante o ano de 2012 até aos casos onde não houve deposição após 2010, de que são exemplo a zona 2 e da célula 12.

Para orientação das equipas de trabalho no depósito de rejeitados, é mantido atualizado um plano de enchimento que indica o ritmo de deposição futuro em cada localização do depósito. Na Figura 7.2, além dos dados passados, foram incluídas as projeções definidas no plano de enchimento para as quatro zonas em análise.

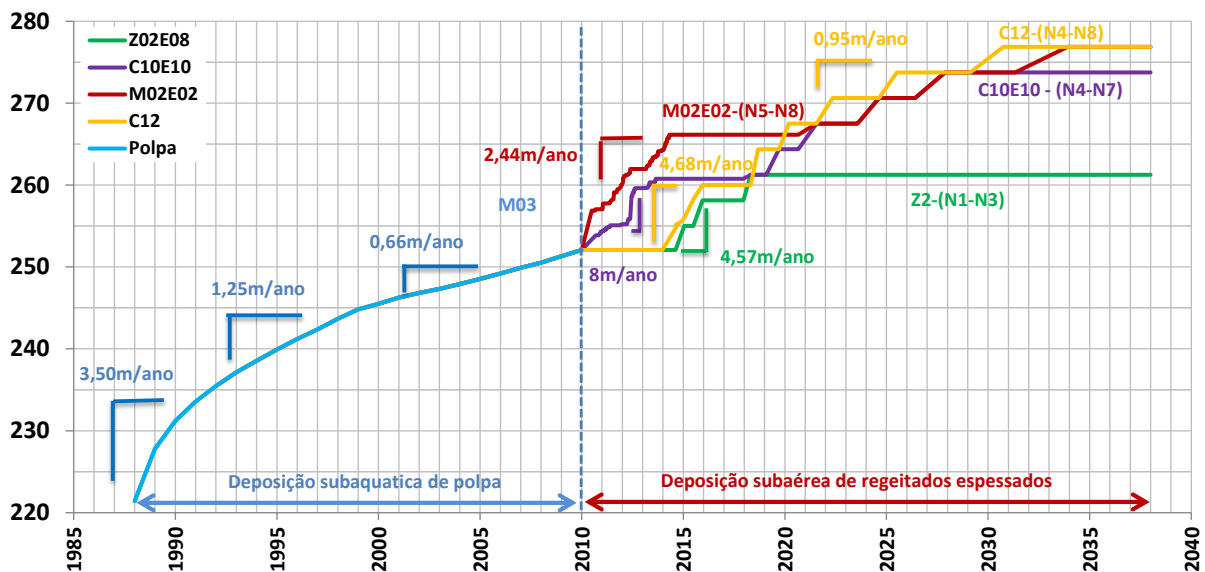


Figura 8.7 – Evolução do ritmo de deposição de rejeitados na Barragem de Cerro do Lobo.

A introdução do ritmo de deposição no programa de cálculo obriga a um processo iterativo de ajuste, uma vez que as cotas indicadas na Figura 7.2 incluem os assentamentos ocorridos até essa data, ao contrário dos ritmos de deposição fornecidos ao programa de cálculo.

8.2.5 SECAGEM E CONDIÇÃO NÃO SATURADA

O depósito de rejeitados em estudo está localizado num local com um clima semi-árido, onde a pluviosidade anual ronda os 500 mm e a evaporação potencial é aproximadamente 1400 mm/ano. Apesar desta grande diferença, durante as fases de deposição ativa a água libertada pelos rejeitados é mais do que suficiente para anular os efeitos da secagem. Assim, apenas interessa considerar a secagem nos locais onde a deposição é interrompida por períodos de duas ou mais semanas.

A inclusão dos efeitos da secagem no programa de cálculo desenvolvido foi efetuada de forma simplificada, abordando a questão de forma desacoplada, determinando a sucção independentemente da consolidação e vice-versa. A consolidação dos rejeitados demora alguns dias, enquanto a secagem por evaporação se prolonga ao longo de meses, dependendo da espessura das camadas. É portanto razoável, e muito conveniente em termos de cálculo, desacoplar estes dois fenómenos físicos.

O estado de tensão transitório causado pela secagem foi calculado ignorando as deformações causadas pela sucção. Foram igualmente ignoradas eventuais variações da tensão efetiva causadas pela consolidação primária secundária que possam vir a ocorrer em simultâneo com a secagem.

O cálculo do estado de tensão provocado pela evaporação foi efetuado através do programa de cálculo EVDRY, desenvolvido pela Golder Associates. A evapotranspiração num material fino não saturado sujeito a um potencial evaporativo é dominada por um mecanismo de difusão. Benson e Sill (1991) desenvolveram uma solução explícita da equação diferencial que governa o fenómeno usando uma aproximação parabólica. Os autores validaram o seu método por aplicação a cinco tipos de materiais de granulometria fina. Outro aspeto importante nos materiais não saturados é a relação entre a sucção e a quantidade de água presente, representada habitualmente através da curva de retenção. O programa de cálculo EVDRY é baseado nestas duas idealizações, que lhe permitem encontrar uma solução para o problema, determinando a evapotranspiração e o estado de tensão induzido pela sucção. Li *et al.* (2012) avaliaram de forma satisfatória a aplicabilidade deste programa a rejeitados de cobre, ouro e areias betuminosas.

No quadro seguinte apresentam-se os parâmetros introduzidos no programa EVDRY. Mais detalhes sobre este modelo numérico podem ser encontrados em Golder Associates (2016)

Quadro 8.1 – Dados de entrada e valores adotados do programa EVDRY

Descrição	Valor
Coeficiente de consolidação (em condição saturada)	0,26 m ² /dia
Densidade das partículas sólidas	3,51
Índice de vazios inicial*	1,1
Parâmetros da curva de retenção**	350; 1,26; 2,24
Pressão de entrada de ar	130 kPa
Índice de vazios mínimo (no limite de retração)	0,8

* O índice de vazios inicial refere-se ao índice de vazios dos rejeitados no momento em que se aplica a evaporação potencial. Sendo uma grandeza variável, o valor adotado corresponde a uma estimativa cautelosa do índice de vazios da zona mais próxima da superfície, pois é aí que os efeitos da secagem se fazem sentir com maior intensidade.

** Os valores indicados correspondem aos parâmetros da curva de retenção tal como definidos por Fredlund e Xing (1994), isto é, a_{fx} , n_{fx} e m_{fx} , respetivamente.

No modelo numérico foi considerada uma camada de rejeitados com 4 m de espessura que corresponde, grosso modo, ao limite superior das espessuras de camada depositadas durante um ano. Na fronteira inferior admitiu-se que não existe fluxo, enquanto no topo foram introduzidas no modelo duas condições fronteira distintas, em função das condições ambientais encontradas no local do depósito de rejeitados. Na primeira simulação foi aplicada na fronteira superior uma evaporação potencial de 2,7 mm diários (equivalente à evaporação potencial média anual, deduzida da precipitação). Na segunda simulação aplicou-se uma evaporação potencial de 6 mm/dia, em correspondência com o período de seis meses, entre abril e setembro, em que o clima é quente e seco.

Em termos de resultados interessa sobretudo o perfil vertical de sucção provocado pela secagem, já que é essa a causa da redução do índice de vazios e do aumento da resistência ao corte. São precisamente esses perfis que se apresentam nas figuras seguintes.

Na Figura 8.8 constam os resultados da primeira simulação, em que se impôs na fronteira superior uma evaporação potencial constante e igual a 2,7 mm/dia. Decorrido um mês, verifica-se que a sucção se estende a toda a espessura da camada, com cerca de 50 kPa à superfície, decrescendo até 15 kPa na base do modelo. Ao longo do tempo, a sucção foi aumentando em contornos aproximadamente paralelos até que ao final de um ano estavam instalados 160 kPa na superfície e 110 kPa na base do modelo.

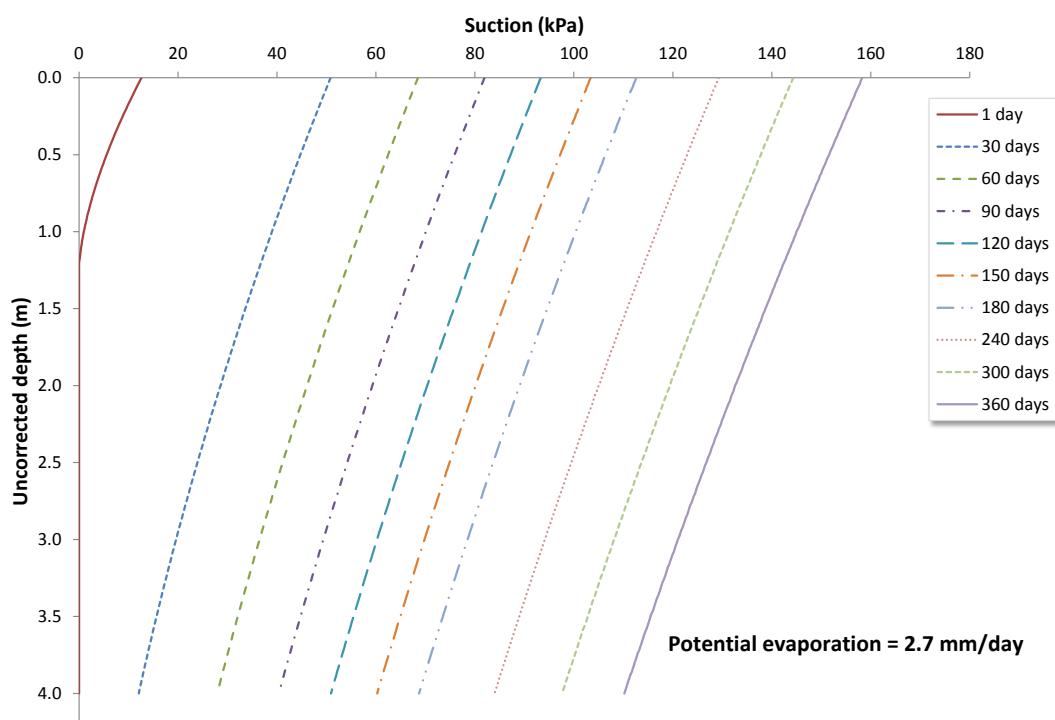


Figura 8.8 – Saída de resultados do programa EVDRY: evolução do perfil vertical de sucções no modelo com evaporação de 2,7 mm/dia.

Na Figura 8.9 são apresentados os resultados da segunda simulação, em que se aumentou a evaporação potencial para 6 mm/dia. Como seria de esperar a sucção mobilizada é bastante superior à da primeira simulação. Decorridos 180 dias a sucção varia entre 260 kPa na superfície e 150 kPa na base, a 4 metros de profundidade. Esta segunda simulação, ainda que aplicada durante menos tempo, gera valores de sucção mais elevados.

No verão de 2014 realizou-se uma campanha de ensaios *in situ*, utilizando o tensiómetro *quick draw*, para determinar a sucção dos rejeitados nas imediações da superfície. Os resultados desta campanha estão representados na Figura 8.10. A maioria das amostras corresponde a locais recentemente ativos, mas atendendo às limitações de acesso sobre os rejeitados frescos, as áreas amostradas representam camadas com pelo menos 4 semanas de exposição. Nas zonas sem deposição o tempo de exposição ambiental é igual ou superior a três meses. Como seria de esperar, as sucções mais elevadas foram registadas nas zonas sem deposição recente. As leituras foram realizadas a profundidade variável entre

10 cm e 60 cm. Nesta escala de profundidades não se encontrou qualquer correlação entre a sucção e a profundidade.

Os valores obtidos *in situ* são inferiores aos resultados obtidos com o programa EVDRY. A explicação poderá estar no facto de não se terem incluído no modelo os eventos de pluviosidade.

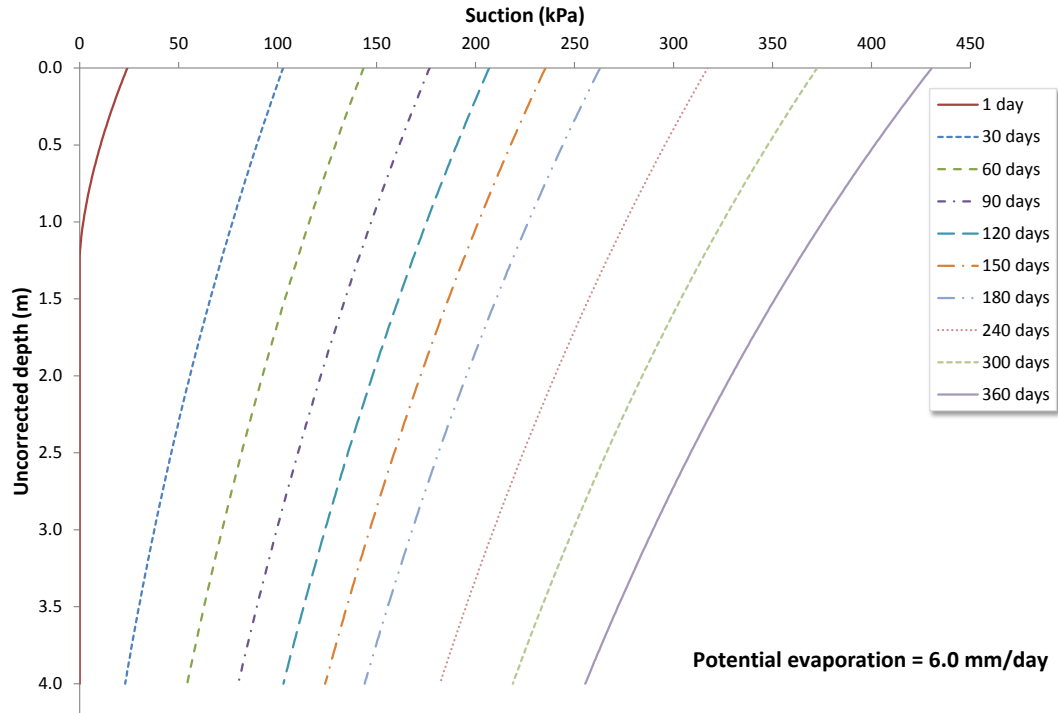


Figura 8.9 – Saída de resultados do programa EVDRY: evolução do perfil vertical de sucções no modelo com evaporação de 6 mm/dia.

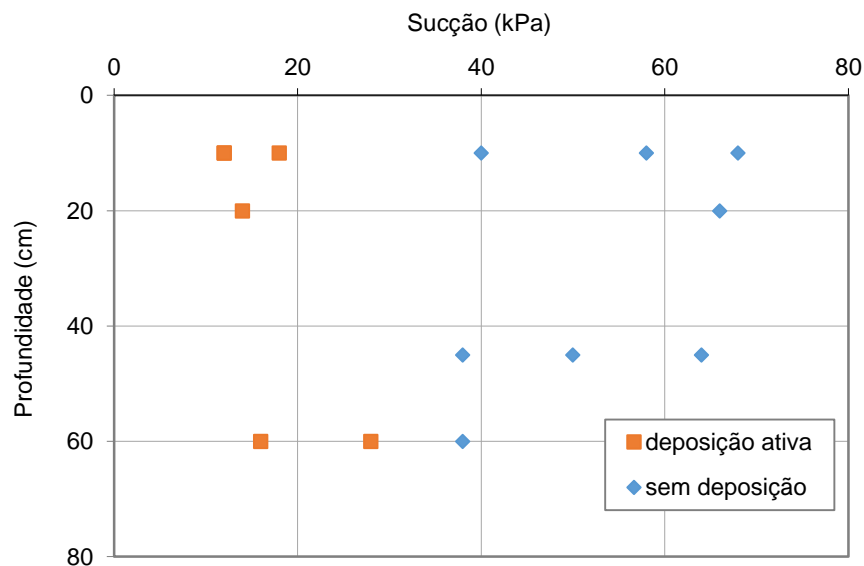


Figura 8.10 – Ensaio edométrico de uma amostra de pasta e curvas de ajuste.

Tendo em conta os valores máximos obtidos para a sucção e considerando que para essa gama de valores o grau de saturação dos rejeitados é elevado, é razoável ignorar a redução da permeabilidade com o aumento da sucção.

No programa de cálculo desenvolvido, o módulo de secagem permite também considerar a molhagem dos rejeitados por efeito da pluviosidade. Por simplificação, admitiu-se que durante as fases de molhagem a variação volumétrica dos rejeitados é nula. Esta simplificação é muito útil em termos de cálculo e não conduz a erros significativos, uma vez que os índices de expansibilidade e recompressibilidade dos rejeitados são suficientemente pequenos.

8.3 VERIFICAÇÃO E CALIBRAÇÃO DO PROGRAMA DE CÁLCULO

8.3.1 SELEÇÃO DE LOCAIS REPRESENTATIVOS

Com o objetivo de verificar e calibrar o programa de cálculo simulou-se a deposição e secagem que tem vindo a ocorrer na Instalação de Resíduos de Cerro do Lobo. Para esse propósito foram seleccionados quatro locais com características substancialmente diferentes, descritas no parágrafos seguintes. São eles a Célula 10, a Célula 12, a Célula M2 e a Zona 2, que se representam de forma esquemática na Figura 8.11.

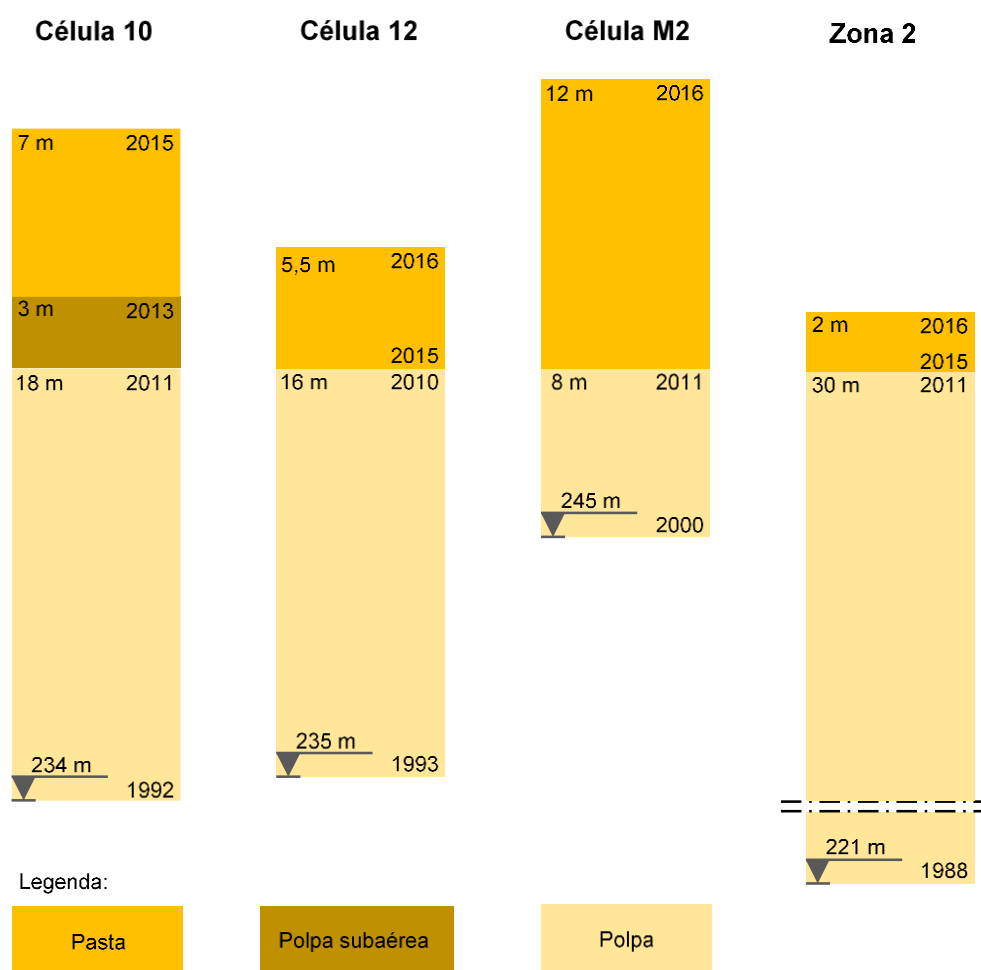


Figura 8.11 – Perfil verticais esquemáticos das zonas do depósito seleccionadas para verificação e calibração do programa de cálculo.

Uma vez que à data o depósito de rejeitados se encontra em exploração, todas as características apresentadas nesta secção são referentes a maio de 2016.

A Célula 10 é um dos locais com maior espessura de rejeitados depositados subaquaticamente, subjacentes a uma camada de rejeitados espessados depositados à taxa máxima de 8 m/ano (durante 4 meses). Nesse local existem 21 m de rejeitados não espessados. Destes, cerca de 18 m foram depositados subaquaticamente enquanto os 3 m superiores foram depositados acima do plano de água, tendo ficado sujeitos à secagem por exposição ambiental. Posteriormente foram depositados 7 m de rejeitados espessados. A deposição de rejeitados neste local teve início em 1992 com uma taxa aproximada de 1,5 m/ano, durante 8 anos, baixando para 0,7 m/ano nos anos seguintes. A deposição subaérea de rejeitados não espessados, com 3 m de espessura, decorreu entre 2011 e 2013. A partir de meados de 2013 e até final de 2014 foram depositados rejeitados espessados à taxa média de 3,6 m/ano. Desde o início de 2015 até à data não foram depositados rejeitados neste local.

A Célula 12 é uma zona ativa onde existem 21,5 m de rejeitados, com alguns períodos de deposição a ritmo elevado. Entre 1993 e 2010 foram depositados neste local 16 m de rejeitados não espessados com um ritmo aproximadamente constante de 1 m/ano. No período de 2011 a 2014 não houve deposição nesta célula, que recomeçou em 2015. Desde então, foram depositados 5,5 m de rejeitados espessados.

Localizada na zona central do depósito, a Célula M2 é a área com maior espessura de rejeitados espessados, cerca de 12 m, depositados de 2011 a 2016. Sob eles existe uma camada com 8m de espessura de rejeitados depositados subaquaticamente. As especificidades desta célula encontram-se detalhadas na secção 8.3.3.

A Zona 2 localiza-se imediatamente a montante do corpo principal da barragem, sendo, portanto, o local do depósito com cota altimétrica mais baixa. É esse o local com maior espessura de rejeitados não espessados e onde se encontram os rejeitados mais antigos, depositados logo no início da exploração, em 1988. Até 2011 foram depositados nessa zona até 30 m de rejeitados não espessados, que se mantiveram cobertos por água até finais de 2016. Posteriormente, foram colocados nessa zona cerca de 2 m de rejeitados espessados, que fizeram deslocar o plano de água e sobre os quais se colocou uma camada de escombros que mais tarde fará parte da cobertura final do depósito de rejeitados.

Em cada um dos quatro locais referidos existem resultados de ensaios CPTU com respetivas fases de dissipação de excessos de pressão neutra e registos topográficos precisos através dos quais é possível determinar a evolução da cota da superfície dos rejeitados.

Para que o texto não se torne demasiado repetitivo e exaustivo, apenas se descreve e comenta simulação da Célula M2. Os resultados das restantes simulações foram remetidos para anexo.

8.3.2 COEFICIENTE DE CONSOLIDAÇÃO DOS REJEITADOS

No capítulo 5 apresentam-se alguns ensaios edométricos e ensaios edométricos de Rowe, que serviram, entre outras coisas, para determinar o coeficiente de consolidação dos rejeitados. Com as limitações existentes e já discutidas, obtiveram-se valores de c_v entre 10^{-6} e $1,5 \times 10^{-5}$ m²/s.

As fases de dissipação dos ensaios CPTU realizados em 2012 e 2015 permitiram efetuar, *in situ*, um grande número de medições do coeficiente de consolidação horizontal, c_h , cujos resultados se representam na Figura 8.12 (polpa) e na Figura 8.13 (pasta).

No caso da polpa, a maioria dos resultados obtidos encontra-se entre 10^{-5} e 2×10^{-4} m²/s, ou seja, cerca de uma ordem de grandeza acima dos valores obtidos em laboratório. A Figura 8.12 mostra uma aglomeração de resultados entre 10^{-5} e 3×10^{-5} m²/s que se julga corresponder às zonas de material

mais fino. A outra aglomeração, menos marcada, com valores entre 10^{-4} e 2×10^{-4} m²/s, corresponderá às camadas arenosas intercaladas nas camadas de rejeitados com granulometria equivalente a silte.

Nos rejeitados depositados subaquaticamente é habitual a ocorrência de segregação, originando alternância entre camadas horizontais de granulometria distinta. Essa estratificação resulta numa anisotropia de permeabilidade, sendo comuns valores de c_v uma ordem de grandeza menores do que os respectivos c_h . Assim sendo, parece razoável admitir para a polpa valores de c_v entre 2×10^{-6} e 7×10^{-6} m²/s. Estes limites resultam do valor médio do c_h obtido nas fases de dissipação dos ensaios CPTU divididos por 10 e 3, respetivamente.

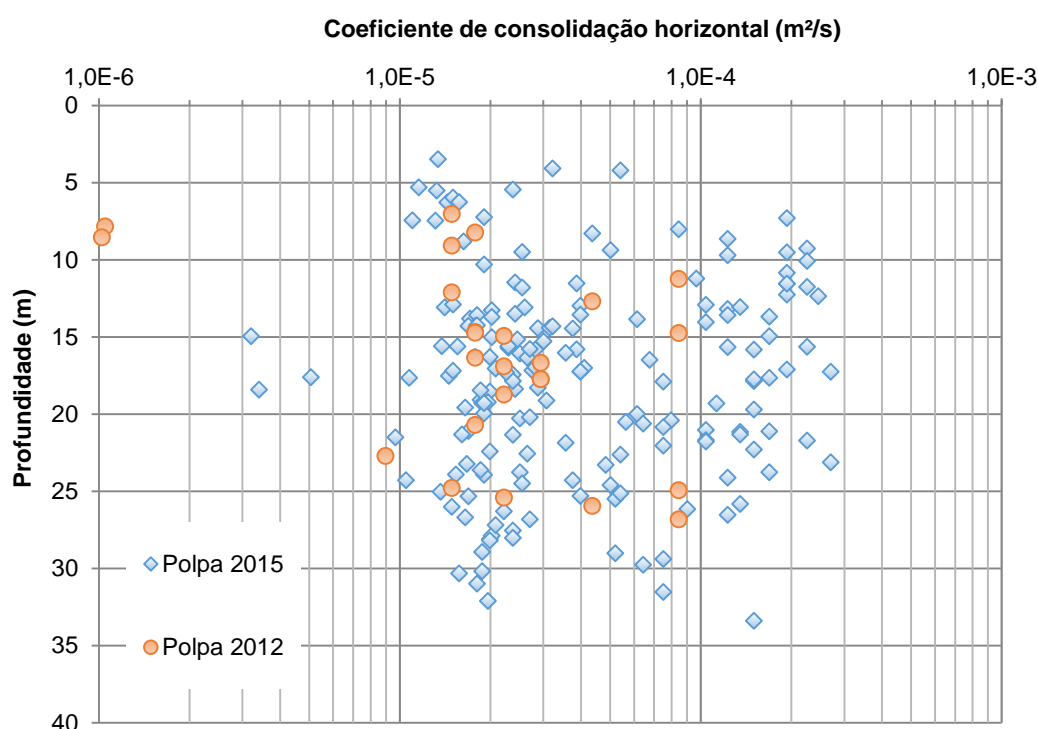


Figura 8.12 – Coeficiente de consolidação horizontal da polpa obtido nas fases de dissipação dos ensaios CPTU, adaptado de Golder Associates (2016).

No caso da pasta, a Figura 8.13 mostra uma grande dispersão junto da superfície, presumivelmente relacionada com os ciclos de secagem/molhagem e com existência de camadas subconsolidadas de rejeitados recentemente depositados. Para profundidades superiores a 5 m, os valores de c_v concentram-se num intervalo muito estreito, entre 10^{-5} e 2×10^{-5} m²/s. Relativamente à polpa, a pasta possui granulometria ligeiramente mais grossa. Além disso não apresenta segregação, pelo que a sua anisotropia de permeabilidade será menor do que na polpa. Assim, tendo em conta os valores obtidos nos ensaios edométricos e ensaios CPTU, parece razoável admitir para a pasta valores de c_v entre 3×10^{-6} e 1×10^{-5} m²/s. Estes limites resultam do valor médio do c_h obtido nas fases de dissipação dos ensaios CPTU divididos por 5 e por 1,5, respetivamente.

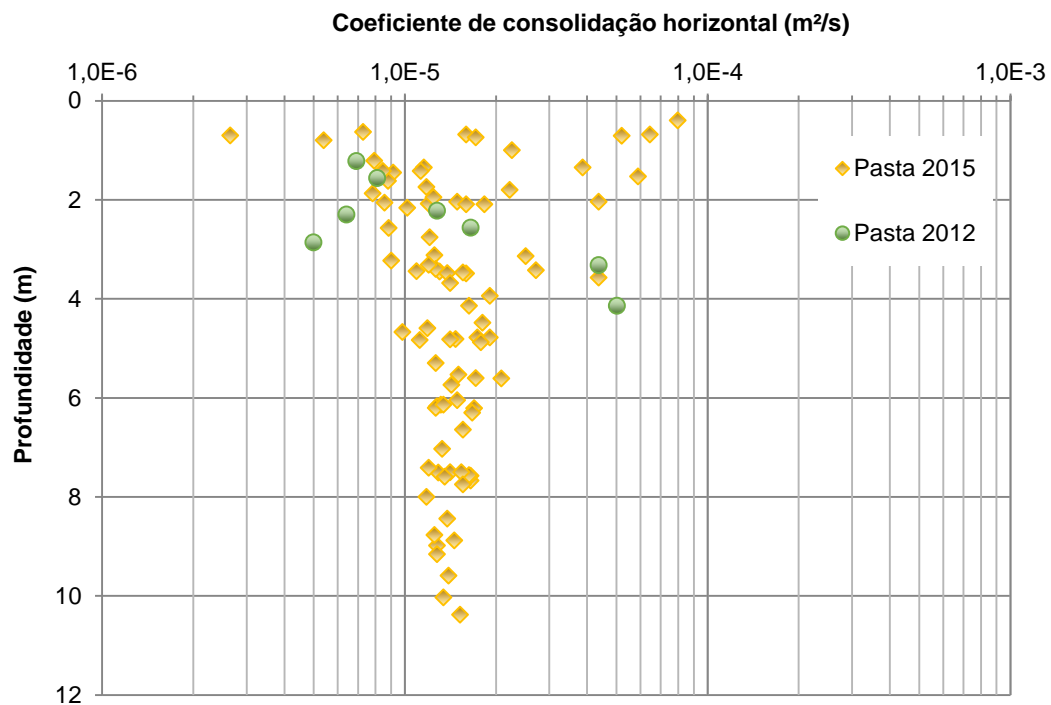


Figura 8.13 – Coeficiente de consolidação horizontal da pasta obtido nas fases de dissipação dos ensaios CPTU, adaptado de Golder Associates (2016).

Tanto no caso dos ensaios edométricos como nos ensaios CPTU, os resultados sugerem que o efeito da tensão efetiva sobre o coeficiente de consolidação é irrelevante. Nas simulações com o programa de cálculo desenvolvido, o coeficiente de consolidação foi objeto de ajuste, tendo-se verificado que os valores que mais aproximam os resultados numéricos das medições *in situ* são $7 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ para a polpa e $3 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ para a pasta.

8.3.3 MODELAÇÃO DA CÉLULA M2

Estando a cota do terreno natural da Célula M2 a uma elevação de 245 m, a deposição de rejeitados nesse local teve início em meados do ano 2000. Durante 11 anos foram depositados nesse local 9,5 m de polpa. A partir de abril de 2011 até maio de 2015, foram depositados 11,6 m de pasta. Desde essa altura até à data a Célula M2 tem estado inativa. No Quadro 8.2 encontra-se resumida a informação mais relevante sobre a deposição na Célula M2.

Quadro 8.2 – Características da deposição na Célula M2.

Período	Ritmo de deposição (m/ano)	Tipo de deposição
5/2000 a 1/2011	0,7	Subaquática de polpa
1/2011 a 4/2011	9,5	
4/2011 a 7/2011	9,5	
7/2011 a 8/2012	1,6	Subaérea de pasta
8/2012 a 6/2013	5,2	
6/2013 a 4/2014	0,5	
4/2014 a 5/2015	4,2	Secagem
Após 5/2015	Sem deposição	

Na Figura 8.14 apresenta-se a interface de entrada de dados do programa de cálculo automático, neste caso preenchida com os valores correspondentes à modelação da Célula M2. As células com necessidade de preenchimento estão pintadas a amarelo. Por defeito, o modelo numérico tem 200 elementos. Uma vez que para Célula M2 se definiu uma altura máxima de 25 m, a altura inicial dos elementos é de 12,5 cm. A altura máxima indicada não tem correspondência direta com a espessura de rejeitados, sendo meramente uma variável auxiliar para balizamento da geometria do problema. A espessura máxima de rejeitados não é conhecida à partida, sendo condicionada pelos ritmos de deposição (Quadro 8.2) e pela velocidade com que ocorrem os assentamentos por consolidação.

Analysis of accreting layer consolidation...			
Modelled situation			
Base Elevation	245,0	m	Needs to be on the same coordinate system as head
Impoundment height	25	m	assume tailings placed underwater or with water table at tailings surface
Boundary conditions	2	---	0 = no bottom drainage, 1 = bottom boundary at specified head, 2 = Somincor (measured)
Basal head			only applies if boundary condition "1" is selected
End of pulp	11,0	years	Time since start of impounding
Run Model			
Tailings properties		Pulp	Paste
Specific gravity	3,5	3,5	
Diffusion coefficient	7,0E-06	3,0E-06	m ² /s
Initial Void Ratio	1,51	1,13	
a	-0,035	-0,040	
b	-0,100	-0,037	
"cv" in soil mechanics parlance; taken as constant formation void ratio, assumed to be at 1 kPa nonlinear e-log(p) soil model			
Plotting options			
plot intervals	3,0	years; used to pick the trends to plot from the results	
max sim time = 5* (Plot Interval)			
Drawdown			
Boundary conditions	1	---	0 = no bottom drainage, 1 = bottom boundary at specified head, 2 = Somincor (measured)
Basal head	260,7	m	only applies if boundary condition "1" is selected
plot intervals	0,2	years; used to pick the trends to plot from the results	
max sim time = 5* (Plot Interval)			

Figura 8.14 – Interface de entrada de dados do programa de cálculo automático

Chama-se a atenção para a forma como são definidas as condições fronteira. Uma vez que são processos sequenciais no tempo, é possível (e habitual) considerar condições fronteira distintas para as fases de deposição e de secagem.

Tal como referido em 8.2.2, a instrumentação do depósito indicou a existência de um gradiente descendente resultante da infiltração de água no terreno natural. Uma vez que o fundo do depósito não foi impermeabilizado a deposição tem originado uma progressiva subida do aquífero regional, resultando num fluxo vertical descendente, em regime estacionário, enquanto durar a deposição de rejeitados. Apenas com o encerramento do depósito serão repostas as condições iniciais.

No modelo numérico admitiu-se um gradiente descendente constante equivalente a 0,25 m/m, em consonância com os registos obtidos *in situ*. Como consequência, a cota piezométrica da base está abaixo da cota piezométrica da superfície o equivalente a 25% da espessura depositada nesse instante, sendo essa a condição fronteira imposta.

Na fronteira superior considerou-se que, em cada instante, o lençol freático local esta posicionado à superfície dos rejeitados. Esta parece ser, de facto, a condição existente, já que durante a deposição os rejeitados libertam alguma água de exsudação formando uma lâmina superficial que se acumula nas zonas mais baixas das células.

Uma vez que os efeitos da secagem apenas se fazem sentir na região mais próxima da superfície, admitiu-se a cota piezométrica da base não é alterada durante essa fase. Como tal, admitiu-se uma condição fronteira inferior constante.

Em termos de resultados, o programa permite acompanhar a evolução das variáveis mais importantes: tensões totais, tensões efetivas, tensões neutras, assentamento da superfície, índice de vazios, parâmetro de estado e peso volúmico seco. Neste âmbito, o parâmetro de estado é uma variável que quantifica a diferença entre o índice de vazios e o índice de vazios crítico (Jefferies e Been, 2015). Esta grandeza é um bom indicador da variação volumétrica de determinado material quando sujeito a uma solicitação de corte. Se o parâmetro de estado é positivo pode esperar-se um comportamento contrativo. Pelo contrário, perante um parâmetro de estado negativo é expectável que ocorra dilatação.

Na Figura 8.15 está representada a evolução ao longo do tempo da cota da superfície e do peso volúmico seco. Este gráfico refere-se apenas ao período de 15 anos em que decorre a deposição. A fase de secagem será objeto de análise individualizada.

A cota da superfície prevista pelo modelo numérico (linha azul) é comparada com as medições topográficas da mesma (linha laranja), sendo notório o ligeiro desacerto no tramo inicial. Por questões de estabilidade numérica o programa é iniciado com a deposição, instantânea, de uma altura de rejeitados equivalente a 10 elementos. Neste caso a altura de cada elemento é de 12,5 cm, pelo que a diferença entre as linhas é de 1,25 m. O ritmo de deposição no primeiro tramo, indicado no Quadro 8.2, foi definido para que as linhas se encontrassem no final do tramo. Com exceção desse pequeno desacerto inicial, a cota superficial indicada pelo programa de cálculo coincide com os registos topográficos.

Multiplicando o ritmo de deposição pelo respetivo tempo, obtém-se a altura total de rejeitados depositada que, neste caso, é de 22,77 m. A este valor é necessário somar os 1,25 m depositados no instante inicial totalizando 24,02 m. Se a este valor subtrairmos o assentamento obtido no cálculo, 2,86 m, obtemos a espessura de rejeitados final, 21,16 m. Tendo em conta que a deposição neste local teve início à cota 245 m, a cota altimétrica no final da deposição é 266,16 m, sendo este o valor indicado pelo gráfico da Figura 8.15. É curioso notar que o assentamento nesta célula é aproximadamente 12% da espessura depositada.

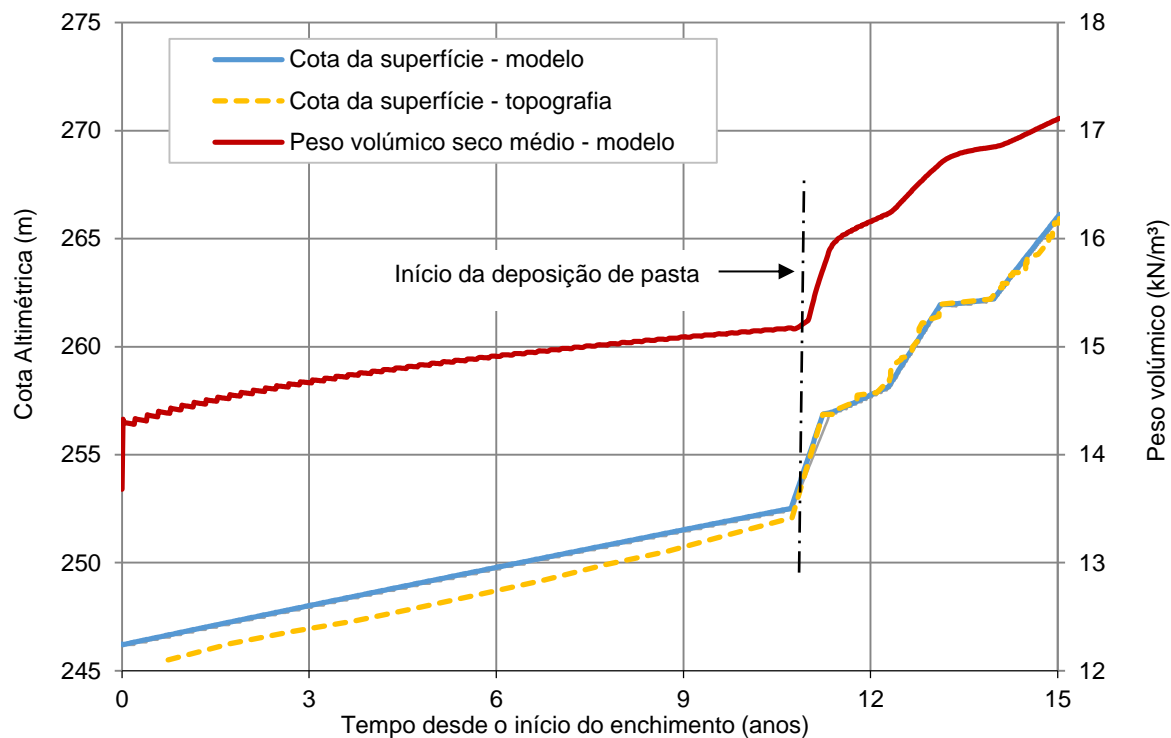


Figura 8.15 – Evolução das cotas da superfície e peso volúmico seco na Célula M2.

A curva a vermelho da Figura 8.15 representa o peso volúmico médio previsto pelo modelo. As oscilações no início da curva são uma consequência direta da forma como se abordou o problema. No início do cálculo são considerados 10 elementos constituídos por rejeitados frescos. Estes rejeitados rapidamente sedimentam e começam a consolidar. Nos primeiros 5 dias o peso volúmico seco passa de 13,7 kN/m³ para 14,3 kN/m³, que corresponde ao troço vertical inicial. Daí em diante, as sucessivas oscilações correspondem à introdução de novos elementos. Essas oscilações vão-se tornando cada vez mais reduzidas à medida que o tempo avança. No início valem cerca de 10% (1 novo elemento face a 10 existentes) e no final apenas 0,5% (1 em 200).

Repare-se como a curva do peso volúmico tem um andamento semelhante à curva da cota altimétrica. Isto acontece porque à medida que a espessura aumenta as tensões efetivas são cada vez maiores, levando à redução do índice de vazios e, consequentemente, ao aumento do peso volúmico. Com o início da deposição de pasta, aos 11 anos, o peso volúmico aumenta mais rapidamente, em resposta aos ritmos de deposição mais elevados e ao facto de, na pasta, o índice de vazios ser sempre inferior ao da polpa (para a mesma tensão efetiva).

No caso do peso volúmico, não é tão simples a comparação com dados reais. Seria necessário calcular o peso total de rejeitados na célula e cruzar a informação relativa à produção de rejeitados com os tempos de deposição neste local. Ainda assim, este é um resultado precioso, pois permite estimar a capacidade total do depósito.

O programa permite determinar o estado dos rejeitados em qualquer posição e em qualquer instante. Por defeito, para simplicidade na interpretação, apenas são mostrados cinco instantes igualmente espaçados no tempo. Caso o utilizador do programa pretenda analisar um instante específico, basta que altere o espaçamento temporal entre perfis para obter o gráfico desejado.

Na Figura 8.16 está representada a evolução do índice de vazios durante os 15 anos em que decorre a deposição. As três primeiras curvas, correspondentes aos 3, 6 e 9 anos, têm um andamento muito semelhante, já que nesses períodos apenas se depositou polpa. Em qualquer dessas curvas o índice de vazios máximo (à superfície) tem o valor de 1,51, pois é esse o índice de vazios de formação da polpa, tal como discutido em 8.2.3. A proximidade entre estas três primeiras curvas deve-se ao ritmo de posição mais lento observado nos primeiros anos, conforme indicado no Quadro 8.2. Nas curvas relativas aos 12 e 15 anos nota-se uma mudança brusca do índice de vazios à cota 254 m. Essa variação ocorre na transição entre a polpa e a pasta, já que, para a mesma tensão, o índice de vazios da pasta é sempre menor.

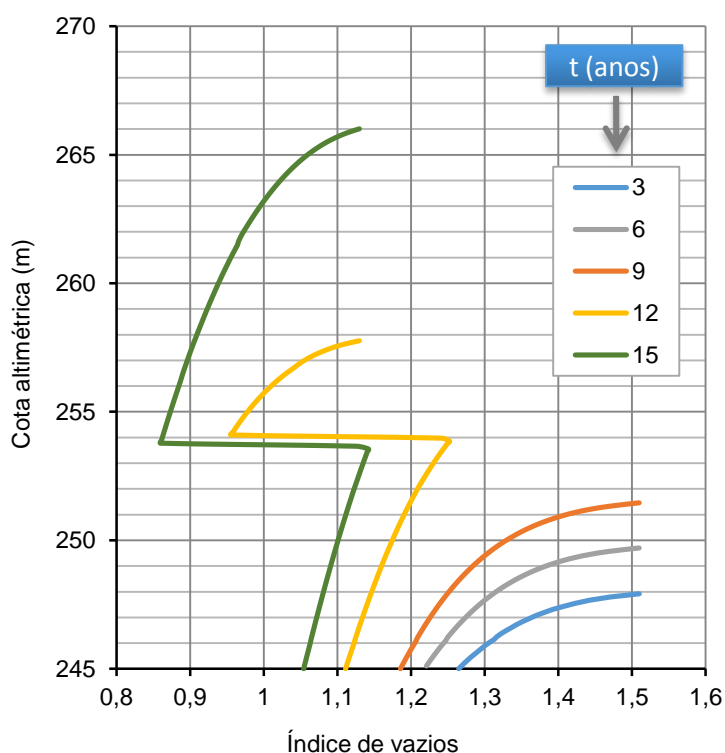


Figura 8.16 – Perfis verticais de índice de vazios na Célula M2.

Na Figura 8.17 está representada a evolução da cota piezométrica durante a deposição. Nos primeiros 11 anos o ritmo de deposição foi suficientemente baixo para que não tenham surgido excessos de pressão neutra, razão pela qual os perfis obtidos aos 3, 6 e 9 anos são praticamente retilíneos. Com o aumentar do ritmo de deposição e com o aumento do caminho de drenagem, o excesso de pressão neutra aumenta progressivamente. É evidente a curvatura da linha correspondente ao final da deposição (15 anos), onde se registam excessos de pressão neutra máximos da ordem de 3 m (30 kPa). Este excesso de pressão neutra é determinado por comparação com as cotas piezométricas do regime estacionário, representado pela linha preta a traço interrompido (para $t=15$ anos).

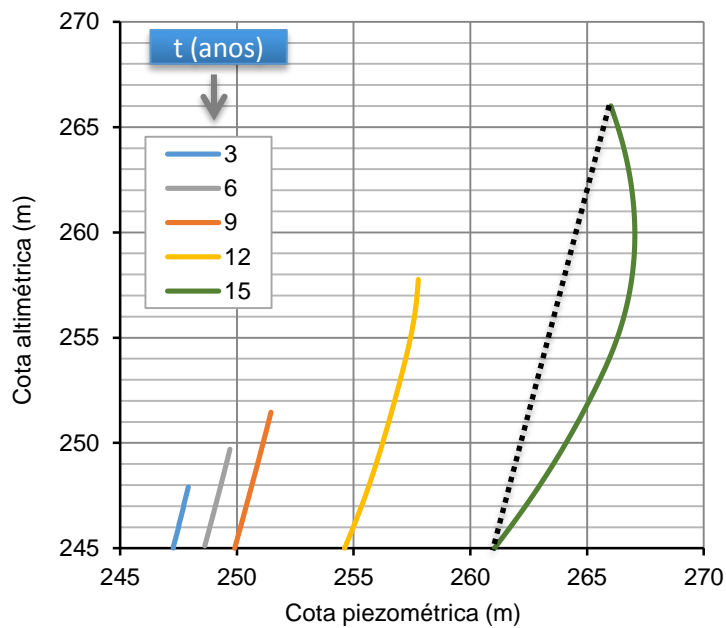


Figura 8.17 – Perfis verticais da cota piezométrica na Célula M2.

Para facilitar a interpretação destes resultados, apresentam-se na Figura 8.18 os perfis de excesso de cota piezométrica relativamente à superfície. Esta grandeza não é mais do que a cota piezométrica de um determinado ponto subtraída da cota piezométrica da superfície. Regra geral, representa-se simplesmente o excesso de pressão neutra mas, neste caso, a existência de um gradiente descendente torna essa representação menos interessante. Nesta figura incluem-se ainda os resultados obtidos nas fases de dissipação do ensaio CPTU realizado na Célula M2 em novembro de 2015. Note-se contudo que o perfil obtido com o ensaio CPTU inclui os efeitos da secagem que não considerados nas restantes curvas desta figura.

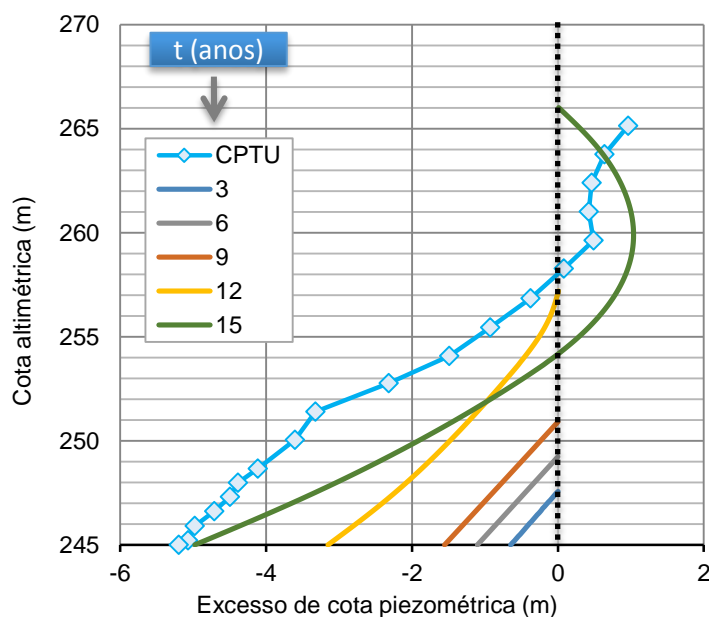


Figura 8.18 – Perfis de excesso de cota piezométrica relativamente à superfície na Célula M2.

Conforme discutido em 8.2.5, a inclusão dos efeitos da secagem foi efetuada de forma simplificada, impondo à superfície uma redução da cota piezométrica correspondente à sucção prevista pelo modelo numérico auxiliar. No caso da Célula M2, admitiu-se que os rejeitados estiveram sujeitos a um ciclo de secagem com duração de 5 meses (de maio a outubro) que, de acordo com o estudo apresentado na secção 8.2.5, terá provocado um crescimento gradual da sucção até um máximo de 180 kPa à superfície dos rejeitados. A esse ciclo de secagem seguiu-se uma fase de molhagem em que, gradualmente, se anulou a sucção à superfície.

Na Figura 8.19 está representada a evolução ao longo do tempo da cota da superfície e do peso volúmico seco. Além dos dados já incluídos na Figura 8.15, acrescentaram-se os resultados obtidos na fase de secagem. Para melhorar a legibilidade do gráfico, a escala horizontal não é uniforme.

A consideração dos efeitos da secagem proporciona um assentamento superficial de 60 cm, levando ao aumento do peso volúmico seco, de 17,1 para 17,6 kN/m³. Estas variações ocorrem sobretudo na primeira metade da fase de secagem. Na segunda metade, altura em que a sucção foi progressivamente reduzida, praticamente não há variação de qualquer uma das grandezas.

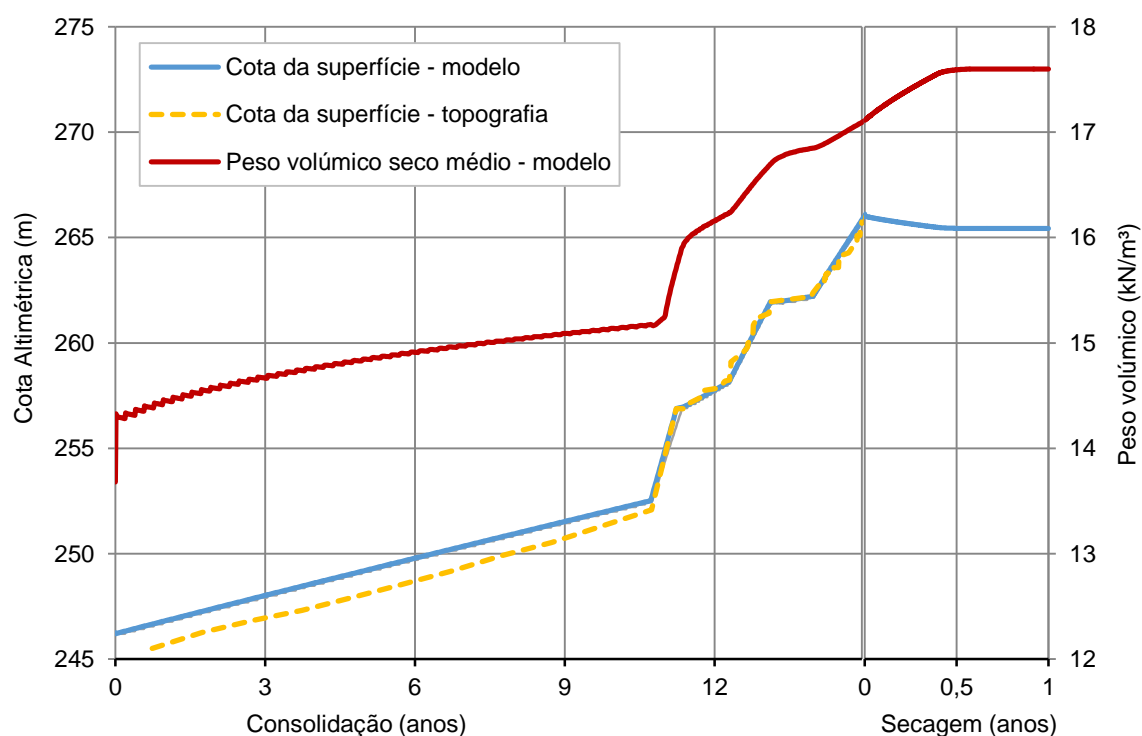


Figura 8.19 – Evolução das cotas e peso volúmico seco na Célula M2, durante a consolidação e secagem.

Na Figura 8.20 estão representados os perfis verticais de índice de vazios na fase de secagem. A linha a traço interrompido corresponde ao estado dos rejeitados no final da fase de consolidação. Próximo da superfície, observa-se uma grande redução do índice de vazios que atinge o mínimo ao final de 0,4 anos (5 meses). Para instantes posteriores, ainda que a sucção se possa ter reduzido e a tensão efetiva voltado ao valor inicial, o índice de vazios manteve-se inalterado, por imposição do modelo constitutivo adotado.

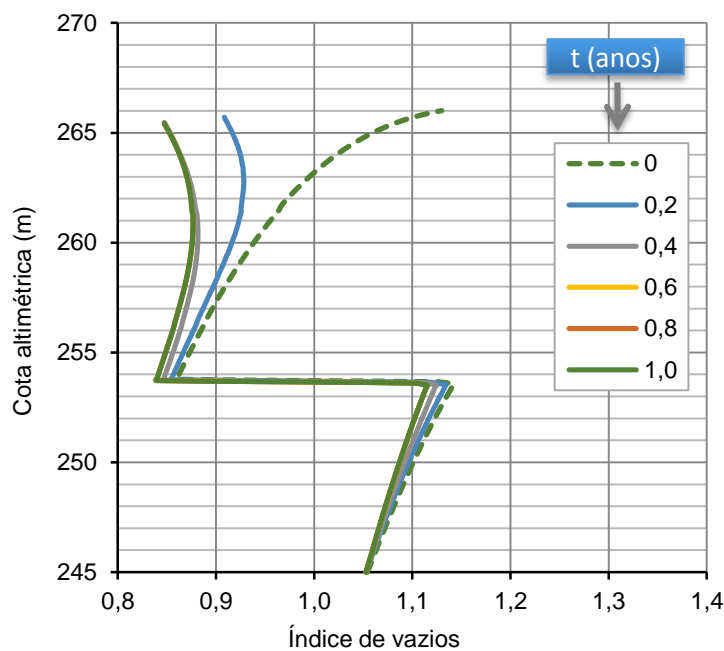


Figura 8.20 – Perfis verticais de índice de vazios na Célula M2, durante a fase de secagem.

Na Figura 8.21 estão representados os perfis de excesso de cota piezométrica relativamente à superfície. Tal como na figura anterior, a linha a traço interrompido corresponde ao final da consolidação. Nas duas primeiras curvas, aos 0,2 e 0,4 anos, há uma forte redução da pressão neutra como resultado do aumento da sucção que afeta, sobretudo, os 10 m mais superficiais. Para profundidades superiores, a pressão neutra não varia mais de 25 kPa. A subsequente fase de molhagem faz com que as cotas piezométricas se aproximem dos valores registados no final da consolidação e dos valores obtidos no ensaio CPTU.

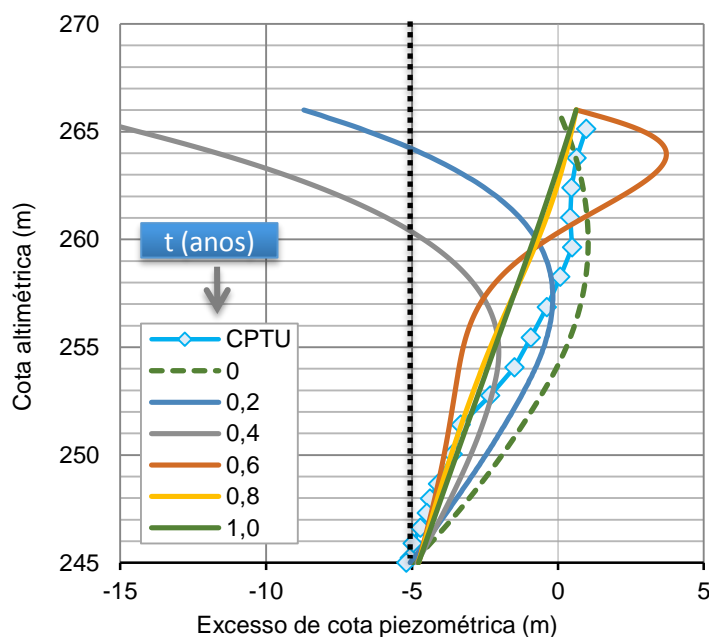


Figura 8.21 – Excesso de cota piezométrica relativamente à superfície na Célula M2, durante a fase de secagem.

Na Figura 8.22 é feita a comparação do estado dos rejeitados com o estado crítico. Esta análise é deveras importante, dada suscetibilidade dos rejeitados à liquefação, associada ao facto da instalação de resíduos se localizar numa zona em que o potencial sísmico é elevado.

Na Figura 8.22a está representado o índice de vazios previsto para o final das fases de consolidação e de secagem, que se compara com a linha dos estados críticos, cuja determinação se detalha no capítulo 6. No final da consolidação, o índice de vazios dos rejeitados é superior ao índice de vazios crítico em toda a espessura da camada, iniciando um comportamento contrativo com franca possibilidade de liquefação. Considerando a secagem, o índice de vazios aproxima-se do crítico, sendo mesmo superior a este nos primeiros 2 m.

Na Figura 8.22b está representado o parâmetro de estado que, recorde-se, corresponde à diferença entre o índice de vazios e o índice de vazios crítico. Como termo de comparação, inclui-se na figura o parâmetro de estado determinado a partir dos resultados do ensaio CPTU, tal com preconizado em Golder Associates (2016) e Jefferies e Been (2015). Na zona inferior, abaixo da cota 254, o ensaio CPTU mostra uma grande dispersão do parâmetro de estado, motivada pela segregação natural dos rejeitados depositados subaquaticamente. Acima dos 254 m, cota a partir da qual se encontram os rejeitados espessados, é notável a consistência entre os resultados do ensaio e os valores previstos pelo modelo numérico.

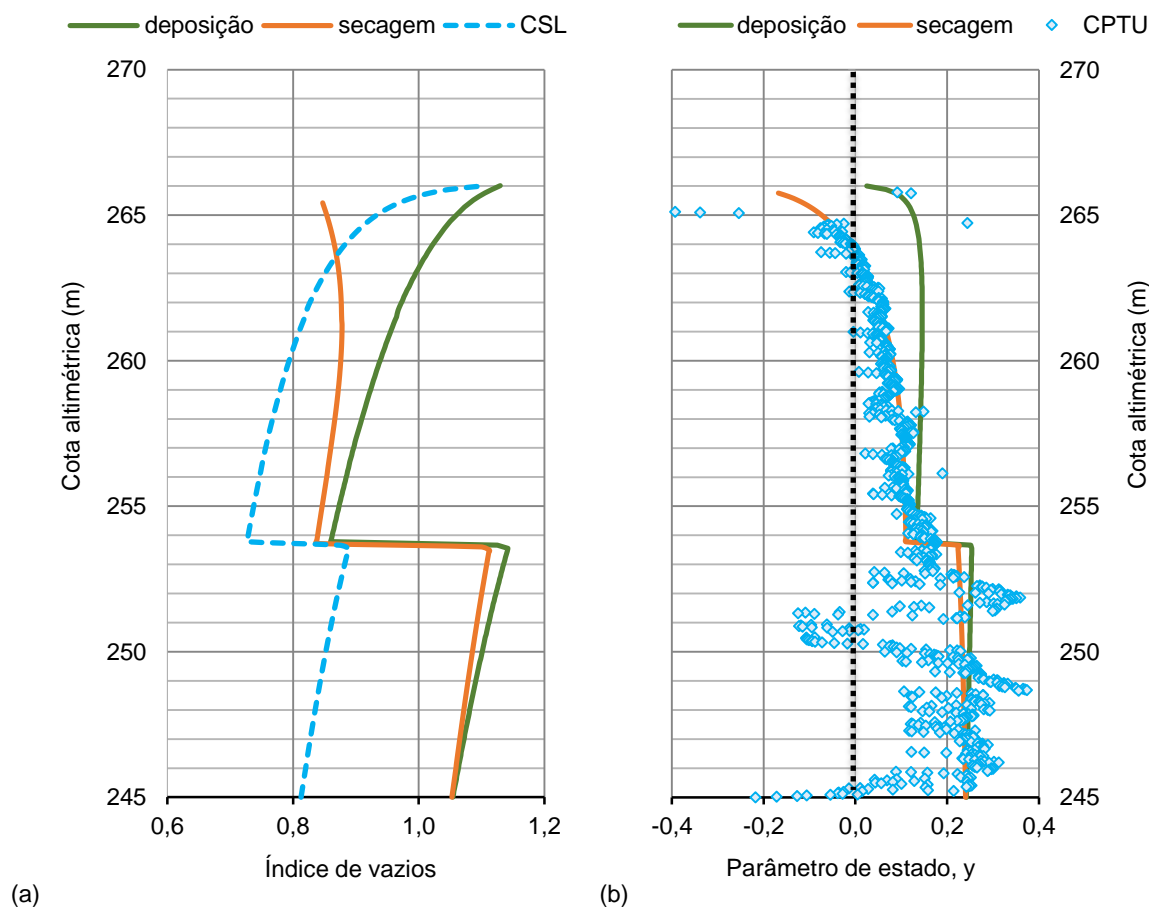


Figura 8.22 – Comparação do com o estado crítico: a) índice de vazios; b) parâmetro de estado.

Nesta secção apresentaram-se apenas os resultados da modelação numérica da Célula M2. Além desta foram modeladas outras três células. Usando os mesmos parâmetros geotécnicos, os resultados numéricos dessas três simulações apresentam uma boa correspondência com a realidade, tal como se pode observar analisando os principais resultados dessas simulações, disponíveis em anexo.

8.4 PREVISÃO DA EVOLUÇÃO DOS REJEITADOS

Depois de calibrados os parâmetros geotécnicos, o programa pode ser utilizado para efetuar previsões do comportamento futuro. Essa previsão foi efetuada para os quatro locais descritos na secção 8.3.1, embora aqui apenas se descrevam os resultados obtidos na Célula M2. Os resultados da simulação das restantes células estão disponíveis em anexo.

Na Figura 7.2 está representada a previsão do Plano de Mina relativamente à quantidade de rejeitados a depositar em cada um dos quatro locais selecionados para análise. No Quadro 8.3 estão indicados os ritmos de deposição previstos para a Célula M2 até ao encerramento da exploração, de acordo com esse mesmo plano. A deposição de rejeitados nesta célula será retomada em 10/2020. Estão previstos quatro períodos de deposição, com duração aproximada de 1 ano, intercalados com períodos sem deposição com duração média de 2,5 anos. Após 10/2031 simulou-se um período de secagem em que a sucção à superfície cresceu uniformemente até atingir 150 kPa ao final de um ano, mantendo-se constante a partir desse instante.

Quadro 8.3 – Características da deposição e secagem futuras na Célula M2.

Período	Ritmo de deposição ou secagem	Tipo de deposição
10/2020 a 4/2011	3 m/ano	Subaérea de pasta
8/2022 a 5/2023	4,7 m/ano	
9/2025 a 7/2026	4 m/ano	
3/2030 a 10/2031	2,2 m/ano	
10/2031 a 10/2032	150 kPa/ano	Secagem

Na Figura 8.23 está representada a evolução ao longo do tempo da cota da superfície e do peso volúmico seco, desde o início da deposição até ao encerramento do depósito. Para melhorar a leitura do gráfico, a escala horizontal não é uniforme.

No final da simulação terão sido depositados 36,8 m de rejeitados, com um assentamento superficial de 5,9 m (4,9 m devido à consolidação sob peso próprio e 1 m devido à secagem). O peso volúmico seco final previsto é de 18,4 kN/m³. Assim sendo, admitindo simplificadamente que a cota da base e da superfície são constantes, a capacidade da célula é de 58 toneladas de rejeitados por m². Caso não tivesse havido deposição de rejeitados espessados a capacidade seria de apenas 16 ton/m². Isto significa que, neste local, a expansão vertical com recurso ao espessamento de rejeitados triplicou a capacidade de deposição. No Quadro 8.4 apresenta-se um estudo da volumetria dos quatro locais em análise.

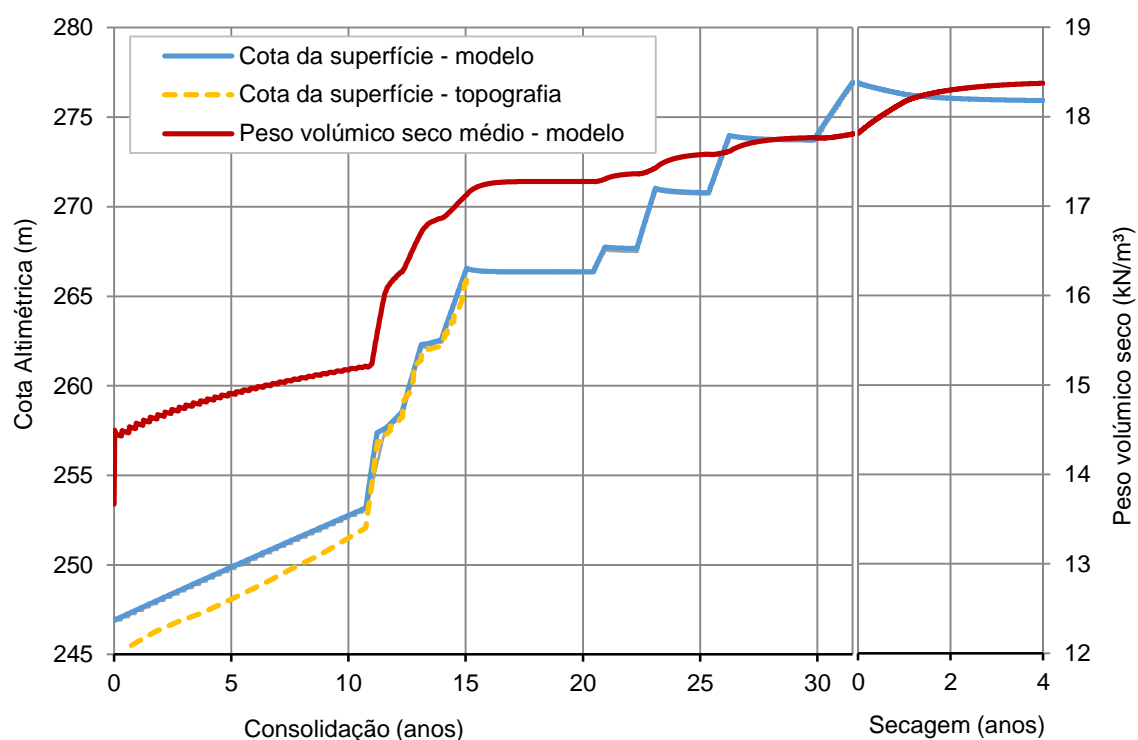


Figura 8.23 – Previsão da evolução futura das cotas e peso volúmico seco na Célula M2.

Quadro 8.4 – Características da deposição e secagem futuras na Célula M2.

Local	Deposição subaquática		Deposição subaérea	
	Espessura (m)	Capacid. (ton/m ²)	Espessura (m)	Capacid. (ton/m ²)
Célula 10	22	36	40	71
Célula 12	18	29	41	75
Célula M2	10,5	16	31	58
Zona 2	16	26	24	42

Na Figura 8.24 representa-se a previsão da evolução do índice de vazios. Para além das curvas correspondentes à deposição, incluiu-se no gráfico a curva do índice de vazios após secagem. Tal como observado anteriormente, a secagem tem um efeito particularmente importante na zona imediatamente abaixo da superfície, esbatendo-se com a profundidade.

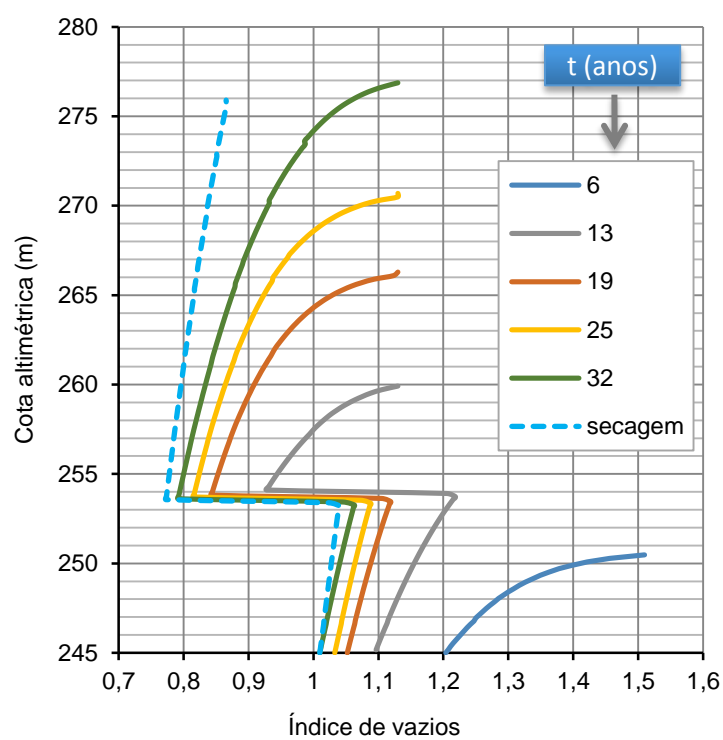


Figura 8.24 Perfis verticais de índice de vazios na Célula M2, durante as fases de deposição e secagem.

9

CONSIDERAÇÕES FINAIS

9.1 PRINCIPAIS CONCLUSÕES

A presente dissertação visou contribuir para a clarificação do comportamento dos depósitos de rejeitados mineiros, sobretudo em termos de resistência e deformabilidade. Neste capítulo final faz-se uma análise retrospectiva do trabalho realizado, resumindo as conclusões obtidas e apresentando as principais propriedades determinadas. Termina-se registando as questões que ficaram em aberto e que serão certamente objeto de desenvolvimentos futuros.

O capítulo 2 foi dedicado ao estado da arte. Consistiu numa introdução aos rejeitados mineiros e aos mecanismos que controlam o seu comportamento. Fez-se uma revisão bibliográfica onde se apresentaram: os processos de produção e manuseamento de rejeitados; as técnicas para construção de barragens de rejeitados; os métodos de deposição; as principais vantagens e desvantagens em espessar os rejeitados. Além desses aspetos mais práticos apresentaram-se as principais teorias científicas explicativas do comportamento dos rejeitados e os modelos matemáticos disponíveis para modelar o comportamento dos rejeitados.

Sendo um dos objetivos desta dissertação a modelação numérica do comportamento dos rejeitados, designadamente no que diz respeito aos processos de consolidação e de secagem, no final do capítulo 2 analisaram-se alguns dos programas de cálculo existentes. Essa análise permitiu concluir que não é possível com um único programa captar todos os detalhes do comportamento dos rejeitados. Essa constatação levou à decisão de se desenvolver um programa de cálculo que melhor se ajustasse às especificidades do caso de estudo, ainda que não contemplando aspetos que pudessem ser úteis noutras simulações.

No capítulo 3 descreveu-se a Instalação de Resíduos de Cerro do Lobo, o caso de estudo selecionado. Apresentou-se a barragem de rejeitados, os métodos de deposição utilizados e a sua sequência temporal, as técnicas de monitorização utilizadas e as estratégias futuras para a gestão deste depósito de rejeitados.

O capítulo 4 foi o primeiro de quatro capítulos dedicados à caracterização dos rejeitados do caso de estudo. Depois de uma explicação acerca da forma de recolha, manuseamento e armazenamento das amostras indeformadas, apresentou-se a técnica utilizada para reconstruir amostras por sedimentação. Em seguida apresentaram-se os ensaios de identificação realizados e os resultados experimentais obtidos. Neste capítulo foi possível constatar a dificuldade em recolher amostras indeformadas dos

rejeitados, sendo também muito complicado avaliar com exatidão o índice de vazios dos rejeitados. Verificou-se que os rejeitados depositados subaquaticamente apresentam um elevado grau de segregação, o que não acontece com os rejeitados espessados depositados acima do nível freático. Constatou-se ainda que os rejeitados possuem uma densidade muito superior e com mais variabilidade do que solos comuns, o que dificulta a interpretação de alguns resultados.

No Quadro 9.1 apresenta-se um resumo dos índices físicos determinados no capítulo 4.

Quadro 9.1 – Resumo dos índices físicos dos rejeitados determinados no capítulo 4

Propriedade	Valor	Comentários e valores adicionais
Densidade das partículas	$G_{med} = 3,5$	Gama de variação: 3,2 a 4,0 Desvio padrão: 0,16
Granulometria	Silte: 72 a 77% Areia: 18 a 23% Argila: 5 a 10%	$D_{10} = 2,3 \mu\text{m}$ $D_{50} = 12 \mu\text{m}$
Limites de Atterberg	$w_L = 26\%$ $w_P = 20\%$ $w_S = 17 \text{ a } 32\%$	$I_P = 6\%$

No capítulo 5 prosseguiu-se com a caracterização dos rejeitados, apresentando os ensaios efetuados para determinação da curva de retração, curva de retenção, ensaios edométricos e ensaios com edômetro de Rowe.

Os ensaios para determinação da curva de retração permitiram concluir que os limites de Atterberg não são adequados para caracterizar os rejeitados em estudo, não só porque a sua plasticidade é reduzida mas principalmente porque o manuseamento das amostras altera substancialmente a estrutura dos rejeitados, tendo conduzido a limites de retração superiores aos limites de plasticidade e de liquidez. Os ensaios para determinação da curva de retração permitiram verificar que a equação proposta por Fredlund *et al.* (2002a) se ajusta de forma muito satisfatória aos resultados experimentais.

A determinação da curva de retenção com as *tempe cells* permitiu verificar que este não é um equipamento tão versátil como sugerido pelo fabricante, uma vez que, em todas as tentativas, a base da célula dessaturou, inviabilizando a determinação de vários pontos da curva com uma única amostra. Utilizando, em alternativa, as *pressure plates*, concluiu-se que também não era possível utilizar a mesma amostra para vários patamares de sucção, desta feita devido à variação volumétrica que fazia as amostras desencostarem dos anéis que as suportavam, desmoronando-se.

A técnica do papel de filtro deu mostras se ser adequada para determinar a curva de retenção dos rejeitados em trajetórias de molhagem.

Os vários ensaios realizados para obtenção da curva de retenção permitiram concluir que o estado inicial das amostras é um fator decisivo e com muita influência nos resultados. Uma vez que o índice de vazios dos rejeitados se reduz à medida que aumenta a sucção, torna-se necessário considerar a curva de retração para calcular o teor em água volumétrico e só então determinar a equação da curva de retenção

e a pressão de entrada de ar. Dos dois modelos usados para previsão da curva de retenção, o modelo de Kovács modificado é o que melhor se adequa aos rejeitados em estudo.

Os ensaios edométricos permitiram confirmar que os rejeitados são muito suscetíveis à forma como são preparados, pois o grau de espessamento anterior à deposição é determinante. Verificou-se que o índice de vazios na altura da deposição condiciona o comportamento em todos os escalões de carregamento. Para qualquer escalão de carga, o índice de vazios dos rejeitados inicialmente mais espessos será sempre inferior aos demais.

Concluiu-se que o ensaio edométrico clássico não é adequado para determinar o coeficiente de consolidação nem a permeabilidade dos rejeitados. A consolidação é demasiado rápida para ser convenientemente captada pela instrumentação. Mesmo quando se usaram transdutores de deslocamento digitais, a resolução do equipamento de aquisição não foi suficiente.

O edómetro de Rowe mostrou-se eficiente a ultrapassar algumas das dificuldades obtidas com os edómetros clássicos, desde logo por possibilitarem a utilização de amostras mais altas e por permitirem analisar a consolidação em termos de assentamentos e em termos de dissipação de pressões neutras. Acarretam, contudo, algumas dificuldades, designadamente na montagem das amostras, pois têm que ser preparadas já no interior do equipamento.

Verificou-se que é exequível a determinação da permeabilidade utilizando o ensaio edométrico de Rowe como permeâmetro, impondo um gradiente entre a base e o topo no final de cada escalão de carga. Durante a execução destes ensaios registou-se uma redução da permeabilidade. Não se conseguiu destringir se essa redução foi resultado de arraste de finos/colmatação ou da redução da porosidade provocada pelo aumento das tensões. Poderiam ter sido usadas as fases de percolação dos ensaios triaxiais para avaliar a permeabilidade mas só no caso das amostras indeformadas, já que nas amostras preparadas por *moist tamping* a estrutura criada será substancialmente diferente.

Concluiu-se que a equação de Kozeny-Carman não é adequada para ajustar a variação da permeabilidade com o índice de vazios dos rejeitados. Com os ensaios realizados verificou-se que o índice de vazios afeta a permeabilidade de forma mais intensa do que o previsto por esta equação.

No Quadro 9.2 apresenta-se um resumo das propriedades dos rejeitados determinadas e discutidas no capítulo 5.

Quadro 9.2 – Resumo das propriedades dos rejeitados determinadas no capítulo 5

Propriedade	Valor	Comentários e valores adicionais
Curva de retração	Pasta $\begin{cases} a_{sh} = 1,04 \\ b_{sh} = 0,303 \\ c_{sh} = 6 \end{cases}$	Parâmetros determinados de acordo com Fredlund <i>et al.</i> (2002a)
	Silte $\begin{cases} a_{sh} = 0,80 \\ b_{sh} = 0,233 \\ c_{sh} = 8 \end{cases}$	
Curva de retenção da pasta; trajetória de secagem	$a_{fx} = 350$ kPa	Pressão de entrada de ar = 130 kPa
	$n_{fx} = 1,26$	
	$m_{fx} = 2,24$	Parâmetros determinados de acordo com Fredlund e Xing (1994).
	$\varphi_r = 680$ kPa $\theta_s = 0,531$ kPa	

Propriedade	Valor	Comentários e valores adicionais
Compressibilidade	Pasta $\begin{cases} C_c = 0,25 \\ C_c/(1 + e_0) = 0,11 \\ C_r = 0,023 \end{cases}$	$c_v = 2 \text{ a } 7 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
	Silte $\begin{cases} C_c = 0,29 \\ C_c/(1 + e_0) = 0,11 \\ C_r = 0,027 \end{cases}$	$c_v = 3 \text{ a } 10 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
Permeabilidade	$k = 2 \text{ a } 10 \times 10^{-8} \text{ m/s}$	Pasta
	$k = 5 \text{ a } 70 \times 10^{-8} \text{ m/s}$	Silte

O capítulo 6 foi dedicado à descrição dos ensaios triaxiais. Tratam-se de ensaios fundamentais, já que a resistência e a deformabilidade dos rejeitados são, sem sombra de dúvida, dois aspetos de grande relevância no que ao comportamento dos rejeitados se refere. Neste capítulo procurou avaliar-se, através de ensaios triaxiais, o comportamento dos rejeitados sob diversas condições.

Os ensaios triaxiais com amostras reconstruídas permitiram determinar a linha dos estados críticos, não só em termos de resistência mas também em termos de deformabilidade. A técnica de congelação dos provetes no final do ensaio revelou-se imprescindível, tornando possível determinar o valor do índice de vazios com um grau de confiança muito elevado. O molde e o compactador desenvolvidos revelaram-se muito úteis pois simplificaram o processo de reconstrução de amostras e simultaneamente permitiram obter amostras muito homogéneas. A percolação com dióxido de carbono foi também muito útil, pois permitiu reduzir o tempo necessário para as fases de percolação com água e de saturação.

Além dos ensaios triaxiais com amostras reconstruídas, realizaram-se ensaios triaxiais utilizando amostras indeformadas, com o objetivo de avaliar a resistência ao corte e a deformabilidade dos rejeitados no seu estado natural. Em termos de parâmetros resistentes os resultados dos dois tipos de ensaios são praticamente coincidentes. O mesmo não acontece com a variação do índice de vazios/tensão média e seu posicionamento em relação à linha dos estados críticos. Os ensaios triaxiais com amostras indeformadas, sugerem a inexistência de uma relação entre o índice de vazios inicial e o comportamento dilatante ou contrativo dos rejeitados. Estes ensaios evidenciaram ainda a dificuldade em recolher e manusear amostras de rejeitados sem alterar o seu índice de vazios.

Um aspeto muito importante é que, em nenhum dos ensaios com amostras indeformadas, surgiram quaisquer sinais de liquefação. Pelo contrário, com o aproximar à envolvente de rotura, as amostras endureceram exibindo aumentos muito substanciais da resistência ao corte.

Os ensaios triaxiais com amostras não saturadas permitiram verificar como a sucção pode ter um papel no aumento da resistência. Os resultados mostram que, no caso dos ensaios com sucção igual a 50 kPa, os cinco dias concedidos para a consolidação e a estabilização da sucção não foram suficientes. Verificou-se que não basta controlar a variação volumétrica do provete, sendo necessário medir o volume de água na base para garantir que não há trocas de humidade com o provete. No caso dos ensaios com sucção de 200 kPa, onde este problema parece não ter existido, devido ao facto de o teor em água inicial ser próximo do teor em água espectável para uma sucção de 200 kPa, obteve-se um ângulo de ϕ^b de 21,7°.

No Quadro 9.3 apresenta-se um resumo das propriedades dos rejeitados determinadas através dos ensaios triaxiais.

Quadro 9.3 – Resumo dos índices físicos dos rejeitados determinados no capítulo 6

Propriedade	Pasta	Silte	Areia	Comentários
Deformabilidade elástica	$A = 22,8 \text{ MPa}$ $e_{min} = 0,51$ $b = 0,36$	$A = 46,8 \text{ MPa}$ $e_{min} = 0,61$ $b = 0,64$	$A = 31,3 \text{ MPa}$ $e_{min} = 0,39$ $b = 0,45$	Parâmetros determinados de acordo com Jefferies e Been (2006)
Resistência e linha dos estados críticos	$M_{tc} = 1,421$ $\phi'_{cv} = 35,1$ $\lambda_{10} = 0,166$ $\Gamma = 1,088$	$M_{tc} = 1,358$ $\phi'_{cv} = 33,6$ $\lambda_{10} = 0,224$ $\Gamma = 1,362$	$M_{tc} = 1,381$ $\phi'_{cv} = 34,1$ $\lambda_{10} = 0,095$ $\Gamma = 0,964$	

O capítulo 7 é o último dos quatro capítulos dedicados à caracterização laboratorial dos rejeitados, onde se descrevem os ensaios com colunas de sedimentação e de secagem. Este capítulo surge na sequência do segundo objetivo da dissertação, o de simular em laboratório a deposição de rejeitados, para que se pudessem observar, sob condições controladas, os efeitos da sedimentação, consolidação sob peso próprio e secagem.

As colunas de sedimentação, onde foi possível observar o comportamento dos rejeitados durante o processo de consolidação sob peso próprio permitiram confirmar a importância do espessamento dos rejeitados antes da deposição. Invariavelmente, quando maior o teor de sólidos inicial menor será o índice de vazios. Estas colunas permitiram ainda concluir que o limiar de não segregação ocorre para um teor de sólidos entre 50 e 70%.

Os ensaios com colunas de secagem com uma camada de rejeitados permitiram concluir que as lâmpadas de infravermelhos não são adequadas para controlar a evaporação potencial pois provocam aquecimento excessivo. Com estes ensaios foi possível compreender que a partir do momento em que surge a fendilhação os índices físicos calculados perdem exatidão.

Os ensaios com as colunas de secagem com várias camadas permitiram obter algumas conclusões relativamente à instrumentação:

- os tensiómetros mecânicos Soilmoisture 2100F são demasiado frágeis. A maioria dos equipamentos disponíveis ficaram inutilizados devido ao surgimento de fissuras na pedra porosa de alta pressão de entrada de ar. Além disso, verificou-se que os rejeitados reagem com a pedra porosa, ficando aderentes, tornando impossível limpá-las sem recurso a materiais abrasivos. Este efeito é agravado quando os rejeitados ficam não saturados;
- o tensiómetro mecânico quick draw é muito funcional, é suficientemente robusto e permite efetuar leituras rapidamente, tendo no entanto como principal desvantagem o facto de ter uma gama de leitura relativamente curta (0 a 85 kPa) que facilmente é ultrapassada;
- com o sensor de humidade ThetaProbe não se conseguiram leituras fiáveis, pois havia sempre muita variabilidade.

Durante a amostragem das colunas constatou-se que a determinação do índice de vazios por cravação de um tubo amostrador é muito pouco precisa, devido à elevada deformabilidade dos rejeitados. O procedimento alternativo que se desenvolveu, em que os rejeitados foram envolvidos em parafina, permitiu obter resultados muito satisfatórios, desde que se tenha o cuidado de não mergulhar os blocos mais do que alguns segundos, caso contrário a água no interior das amostras entra em ebulição.

Concluiu-se que existe uma grande variação da evaporação potencial no interior do laboratório e que não é suficiente regular o tempo de funcionamento dos ventiladores para conseguir uma evaporação potencial controlada.

Os efeitos climáticos conseguem, em pouco mais de 10 dias, dessaturar os rejeitados, criando condições para a sua oxidação. Verificou-se ainda que água em excesso trazida pela deposição de novas camadas de rejeitados não é suficiente para voltar a saturar os rejeitados.

Concluiu-se que perante uma evaporação potencial de 8 mm/dia, valor típico dos meses de verão, a variação da espessura de camadas tem um efeito modesto. Isto significa que, pelo menos durante o período quente e seco, serão admissíveis camadas mais espessas, podendo reduzir-se a rotatividade dos pontos de deposição, diminuindo desta forma os custos operacionais.

Verificou-se que durante os períodos de deposição ativa em que a evaporação potencial é próxima de 4mm/dia não ocorre dessaturação dos rejeitados.

Perseguindo o terceiro e último objetivo da dissertação, o capítulo 8 é dedicado à modelação numérica dos rejeitados, utilizando um programa especificamente desenvolvido para o efeito. Depois de uma descrição detalhada do modo de funcionamento do programa, descreveram-se as equações diferenciais que regem o problema e as técnicas utilizadas para as resolver. O programa foi calibrado para ter em conta as especificidades do caso de estudo e por fim utilizado para previsão do comportamento futuro.

Durante o desenvolvimento e aplicação do programa concluiu-se que:

- o sistema de coordenadas lagrangeanas torna a simulação da consolidação muito mais simples;
- o método das diferenças finitas é muito eficaz na resolução da equação diferencial da consolidação;
- é necessário um estudo mais aprofundado da condição fronteira inferior, visto que existe um gradiente descendente, uma vez que o terreno natural não está impermeabilizado e que a deposição fez elevar o nível freático regional;
- por ser curva na sua parte inicial, a relação entre o índice de vazios e o logaritmo da tensão vertical é facilmente ajustada por uma função quadrática, não o sendo pela função linear habitualmente usada para relacionar estas duas variáveis;
- o ritmo de deposição pode ter implicações substanciais na geração de excessos de pressão neutra. Como ordem de grandeza pode dizer-se que a partir de 2 m/ano o ritmo de geração de excessos de pressão neutra ultrapassa largamente o ritmo de dissipação dos mesmos;
- a secagem condiciona o comportamento dos rejeitados, sobretudo nos 5 m mais próximos da superfície;
- o programa desenvolvido consegue simular adequadamente o depósito de rejeitados, sendo excelente a concordância entre o parâmetro de estado calculado pelo programa e os valores inferidos a partir dos ensaios CPTU.

9.2 PERSPETIVAS DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Durante a realização do trabalho que agora termina foram sendo perspetivados desenvolvimentos que importa agora registar, para que possam servir de ponto de partida de investigações futuras.

Sendo certo que o vasto conjunto de ensaios realizados conseguiu dar resposta a muitas das questões que envolvem o comportamento dos rejeitados, faltou oportunidade para melhorar alguns aspetos desses ensaios ou para a realização de outros ensaios que os complementem, designadamente:

- avaliar se existe alguma relação entre a densidade e a granulometria, aferindo a possibilidade de segregação devido ao G ;
- avaliar a concentração iónica na água intersticial dos rejeitados e estudar os seus efeitos, em particular uma possível interferência com os registos dos tensiómetros;
- efetuar ensaios triaxiais não saturados adicionais para determinar com mais precisão o ângulo ϕ^b , que representa o aumento da resistência ao corte devido ao aumento da sucção;
- realizar ensaios geofísicos para determinar com precisão o índice de vazios *in situ*;
- procurar avaliar o efeito das fendas no aumento da infiltração bem como no aumento da evaporação, por aumento da área superficial dos rejeitados em contacto com o ar.

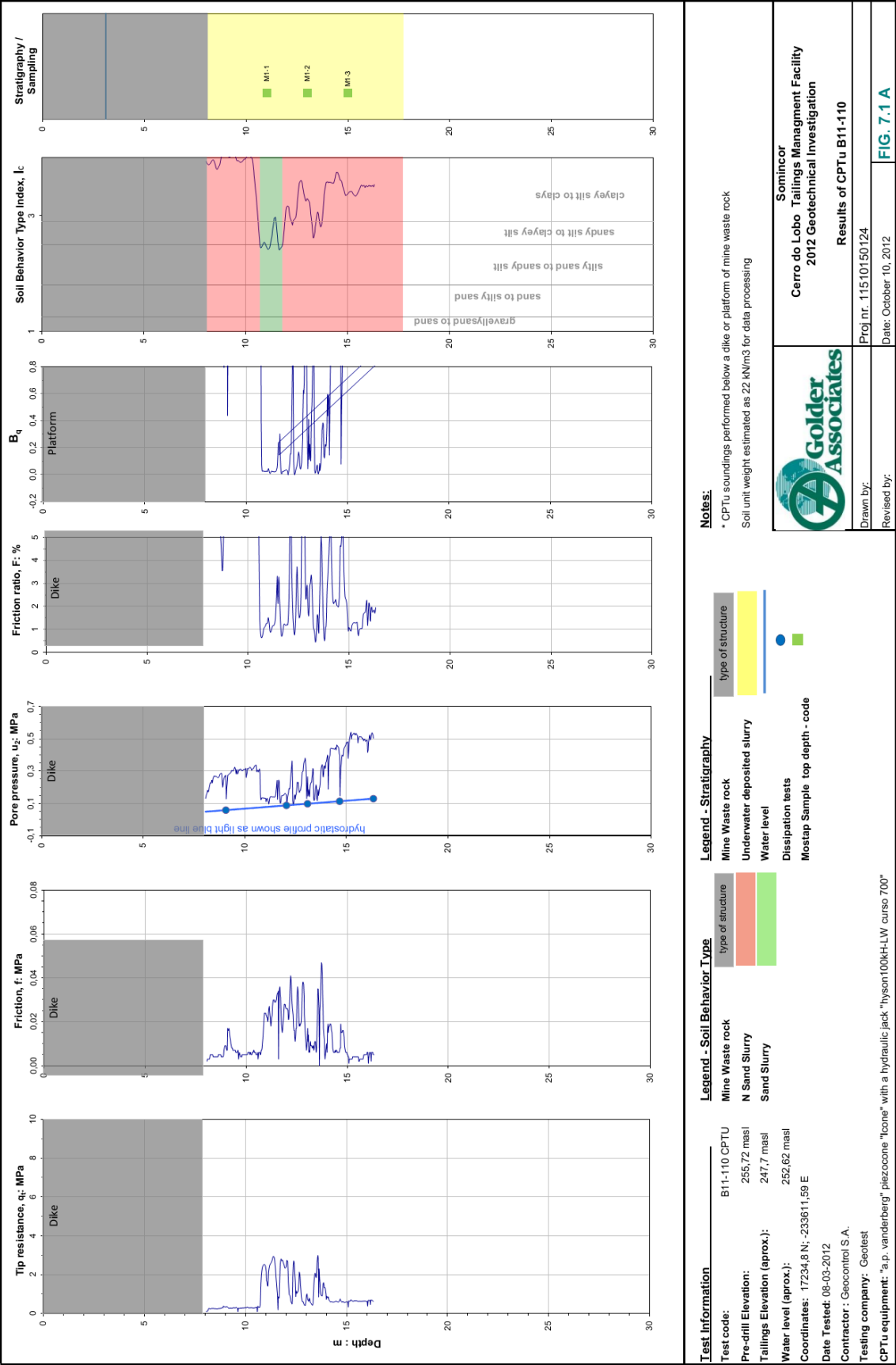
Relativamente ao programa de cálculo automático desenvolvido, há vários aspetos que podem ser melhorados:

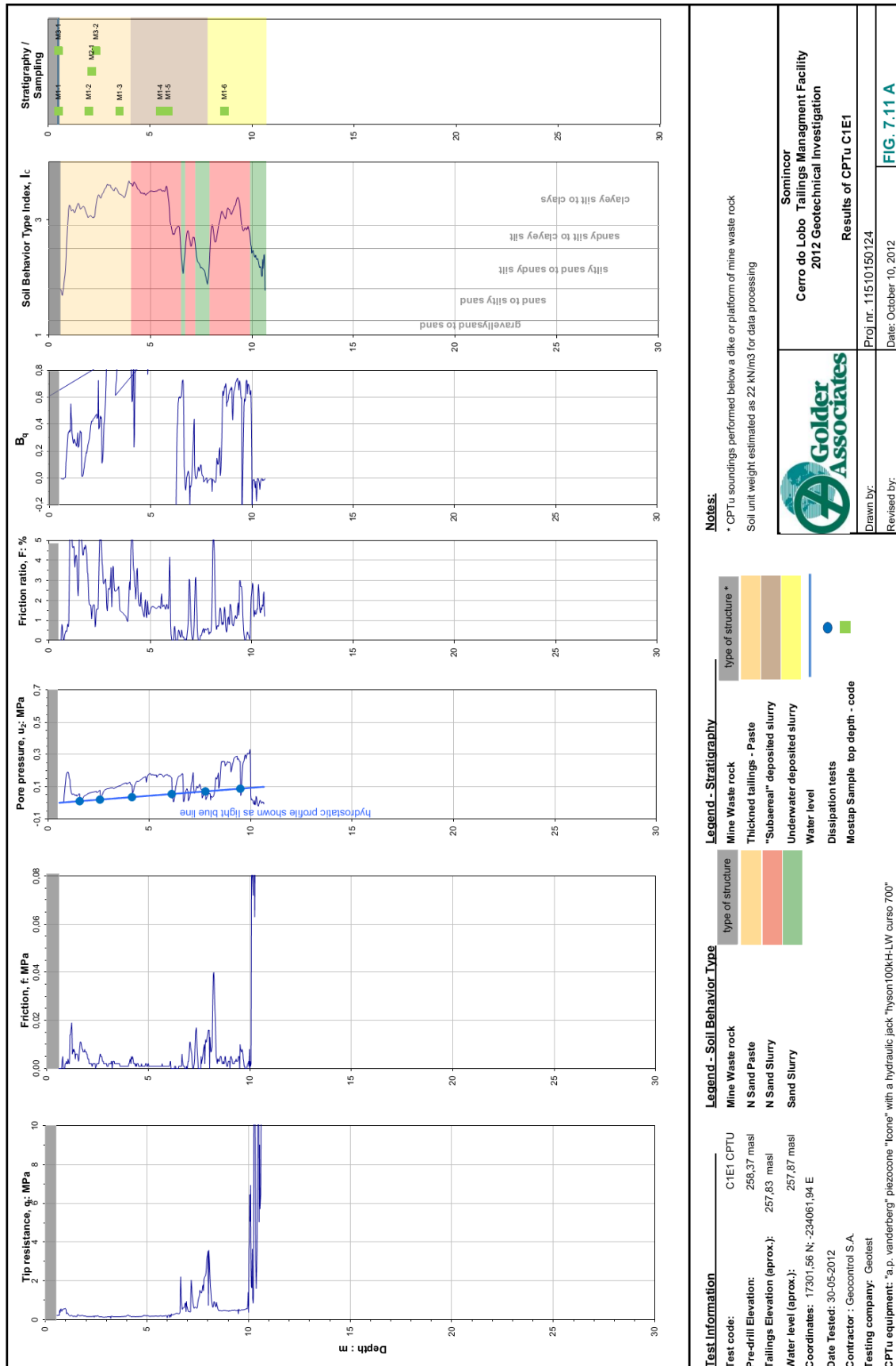
- implementar um modelo acoplado hidro-mecânico que permita considerar a evaporação e a geração de pressões neutras negativas para que se possa dispensar o uso de programas de cálculo auxiliares;
- considerar a redução da permeabilidade com o surgimento da sucção;
- otimizar a forma como se introduzem os dados para simplificar a alternância entre fases de secagem e deposição.

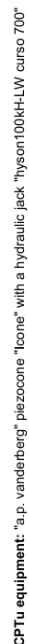
Existe muita informação recolhida *in situ* que pode ser usada para melhorar o conhecimento do comportamento dos rejeitados. Poderá ser interessante:

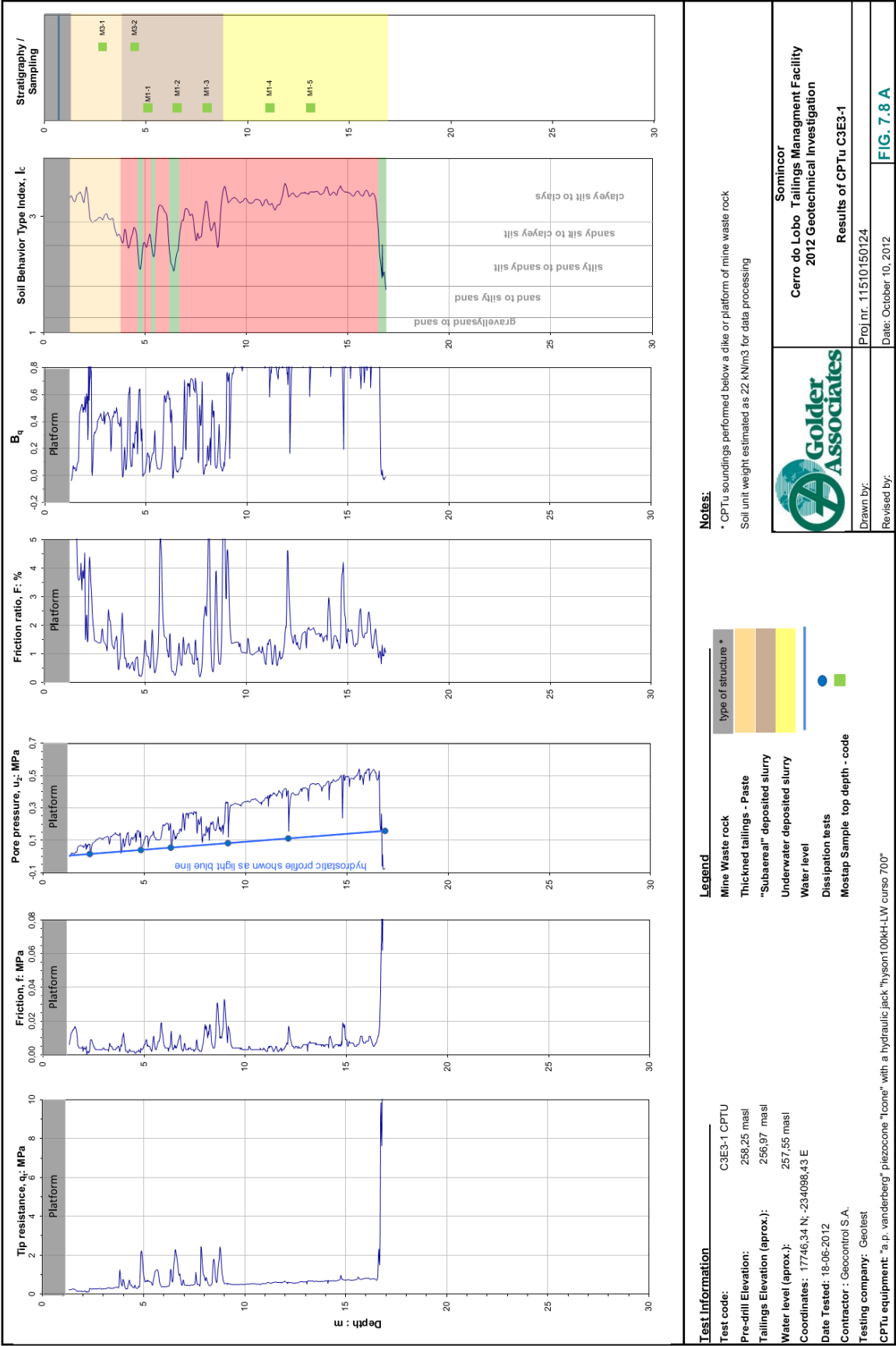
- retro-analisar os deslizamentos ocorridos durante a construção dos diques;
- utilizar os registos topográficos dos trenós e das estacas para calcular assentamentos e calibrar o programa de cálculo automático desenvolvido;
- estudar a evolução das cotas piezométricas, analisando os dados da instrumentação existente, para comparação dos resultados obtidos no programa de cálculo.

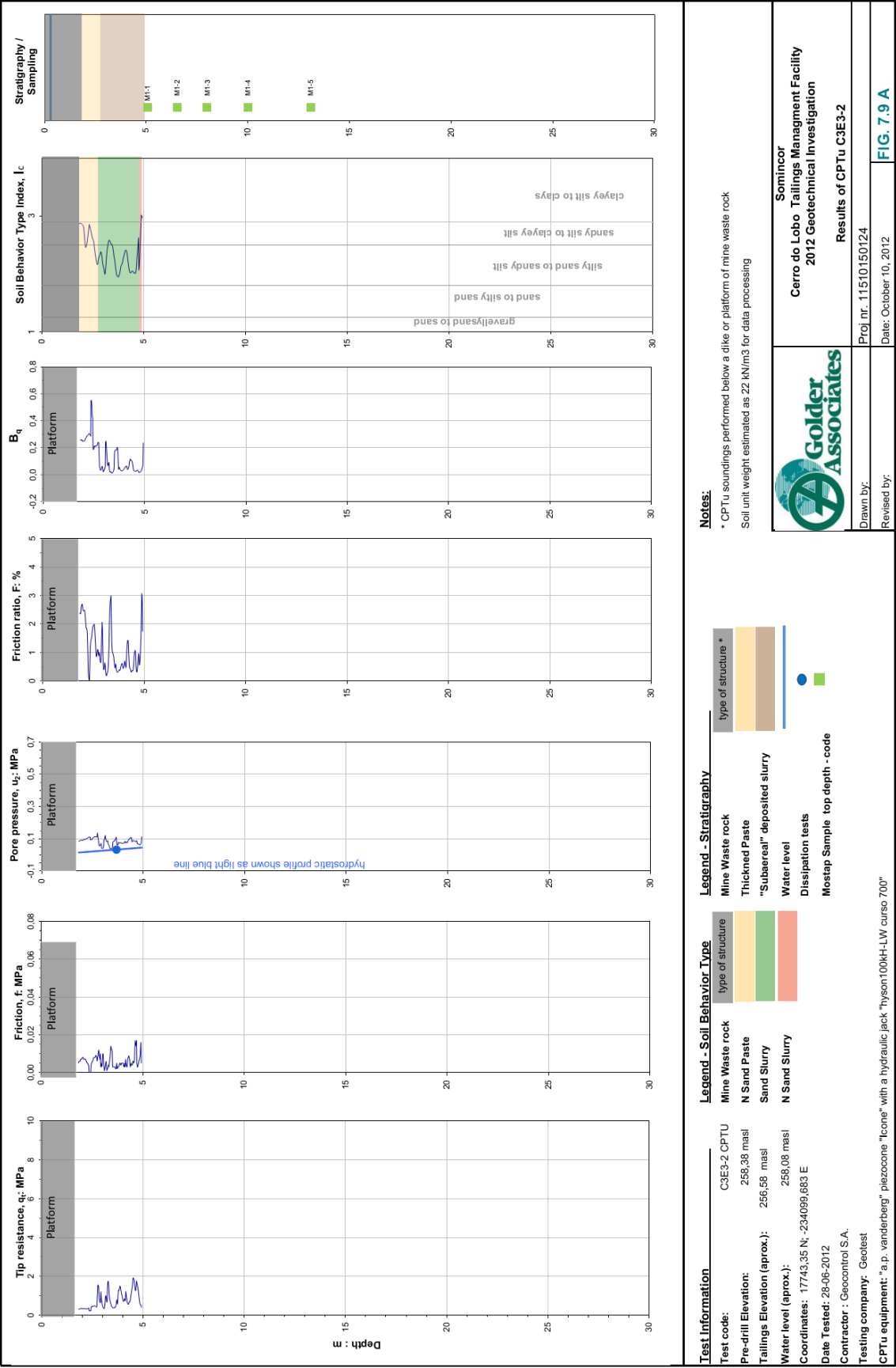
ANEXO A - Ensaios CPTU

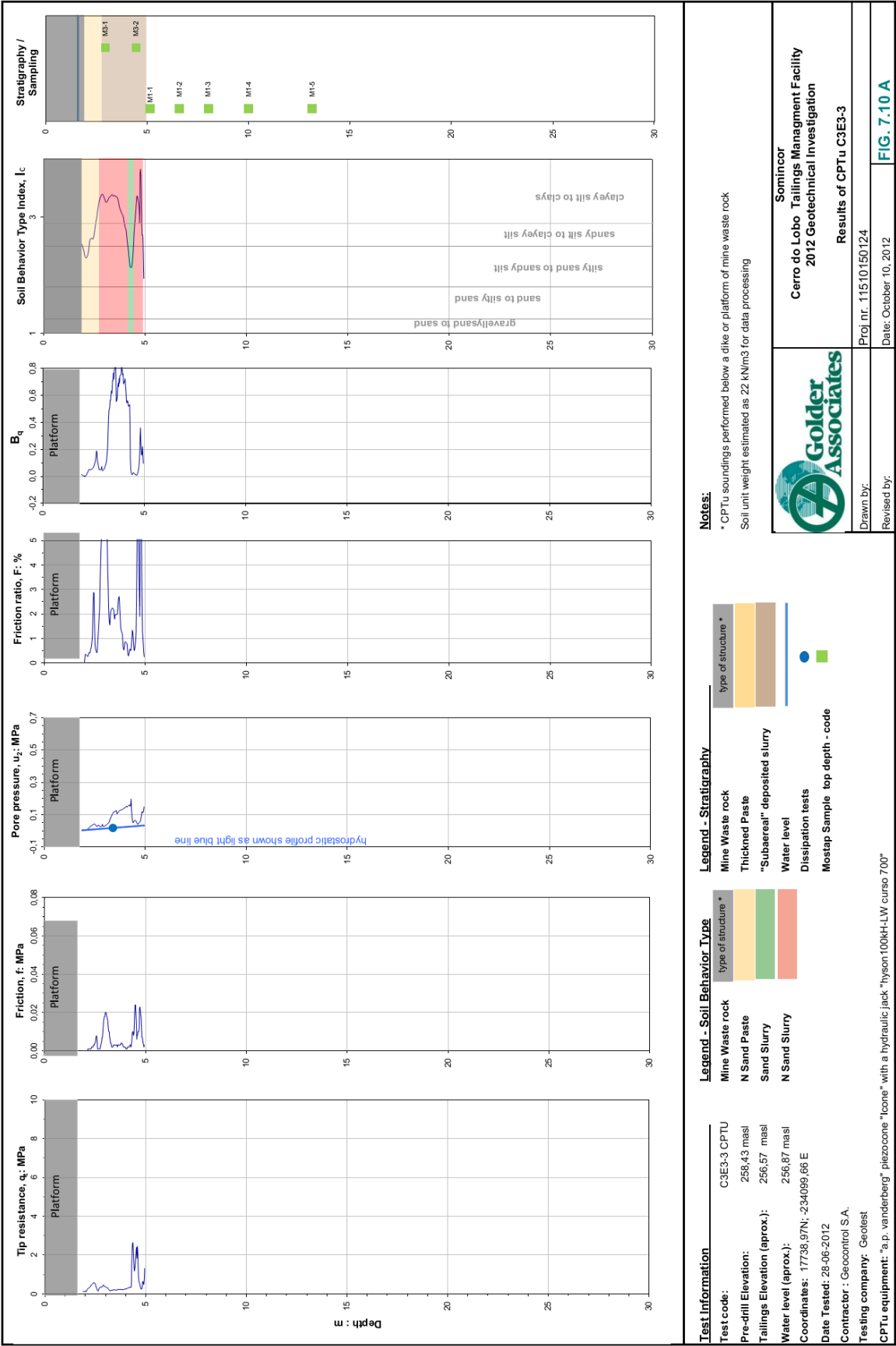


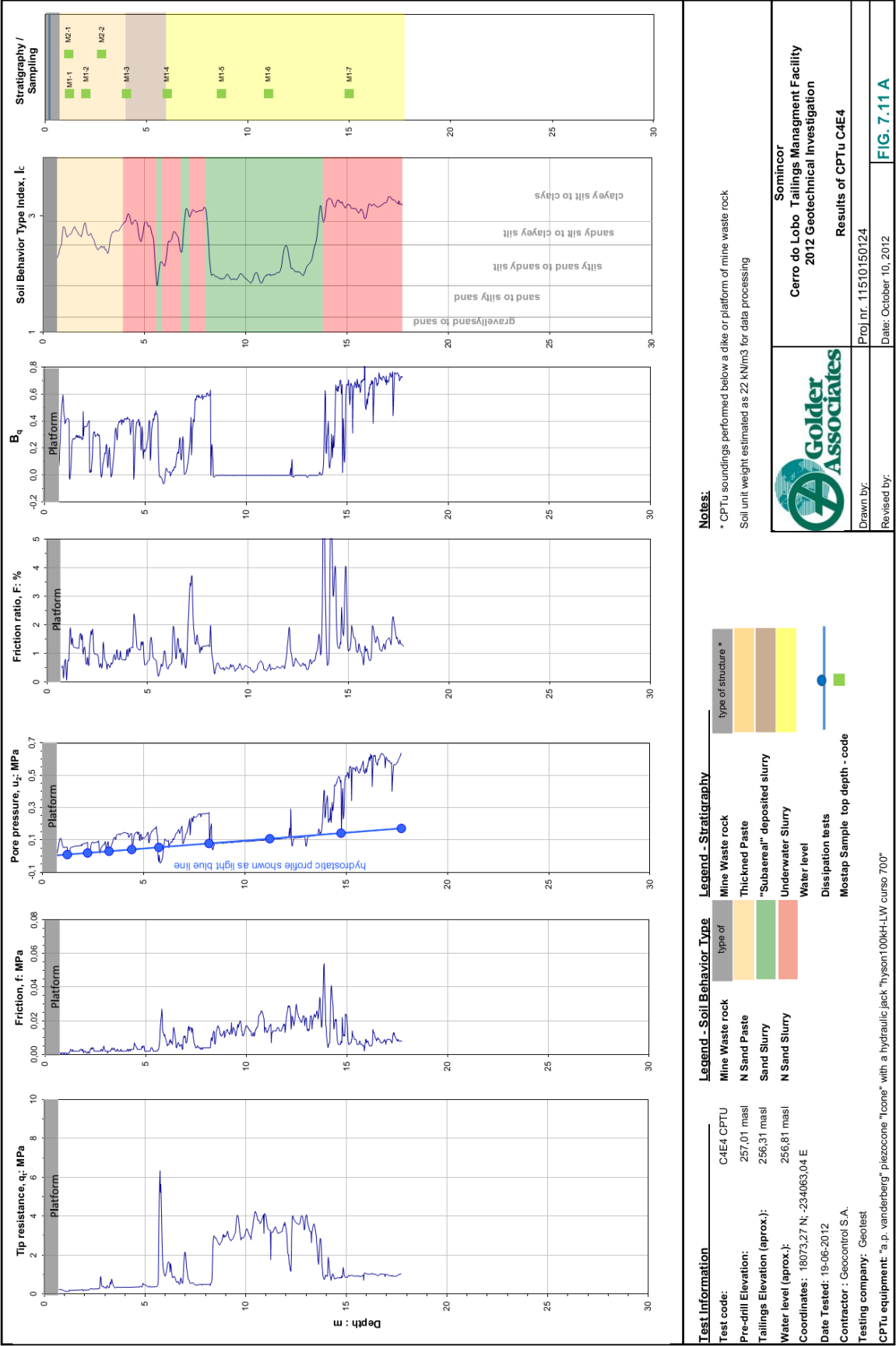


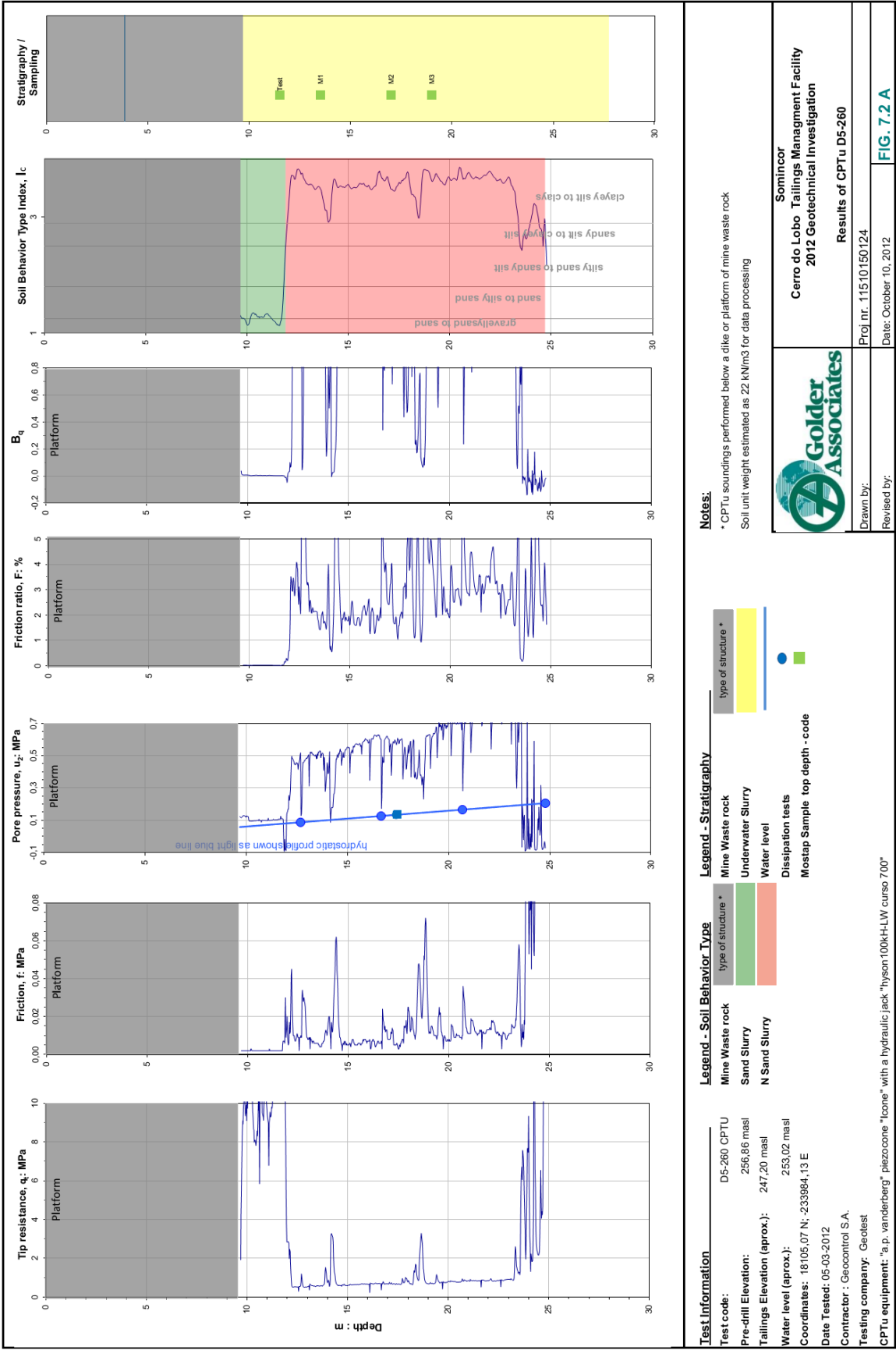


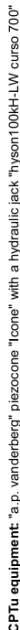


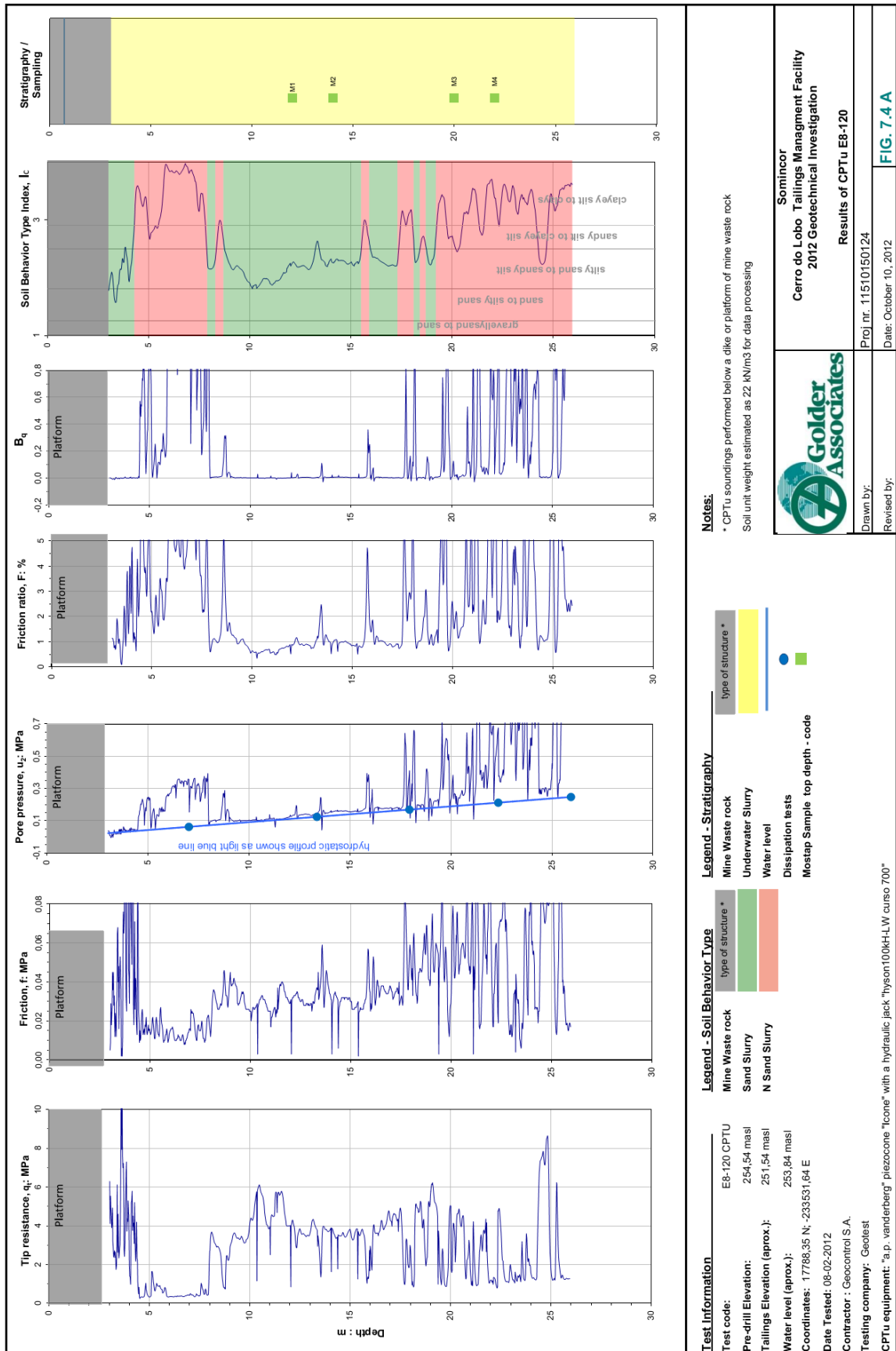


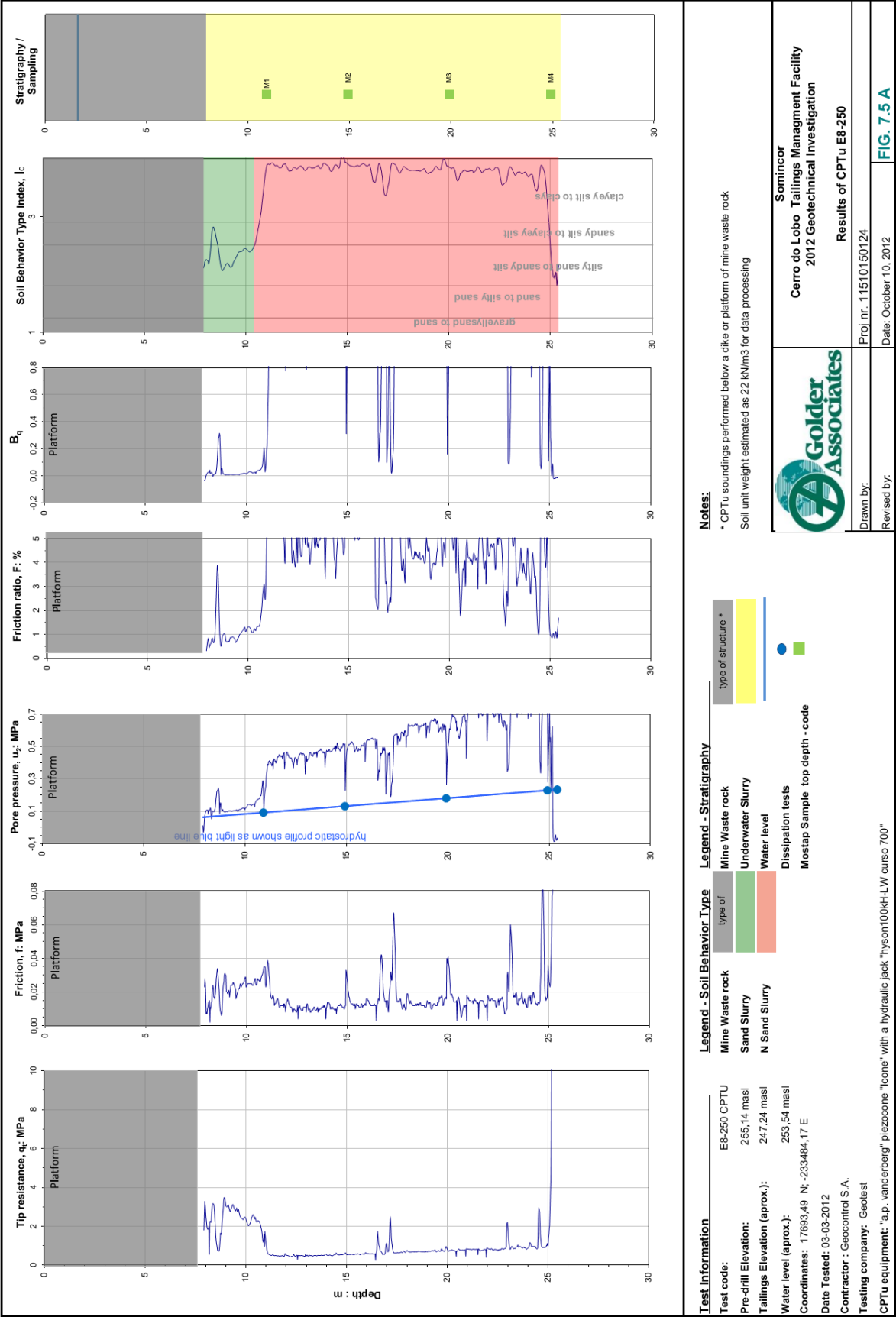












ANEXO B - Ensaaios edométricos de Rowe

[illegible]

[illegible]

[illegible]

Livre Matos Fernandes

[illegible]

ANEXO C - Código fonte

LEGAL

This software is written as an Excel application with the numerical routines as VBA code (access with "Alt" + "F11" keys), and is © 2016 Nuno Raposo & Mike Jefferies.

Although copyrighted, it is offered as free software ("freeware"); you can redistribute it and/or modify it under the terms of the GNU General Public License Version 2 as published by the Free Software Foundation. This program is distributed in the hope that it will be useful, but WITHOUT ANY WARRANTY; without even the implied warranty of MERCHANTABILITY or FITNESS FOR A PARTICULAR PURPOSE. See the GNU General Public License for more details.

CONTACT

The authors can be reached at: n.pereira.raposo@gmail.com

```
Option Explicit
Option Base 1
Const kPa_to_MPa = 0.001
Const MPa_to_kPa = 1000
Const secs_per_yr = 31557600#
Const yrs_per_sec = 1 / secs_per_yr
Const gammaW = 9.81

' numerical control
Dim LargeStrain As Boolean
Dim Beta(2) As Double           ' the time step factor
Const NumSteps = 1000           ' seems plenty to plot smooth graphs
Dim PlotInterval As Integer      ' interval (in years) of plotted output
Dim SubStep As Integer
Dim TimeScaling As Double        ' converts integration step to time
Dim DeltaT_yrs As Single
Dim PlotYrs As Single
Dim DrawDownPlotYrs As Single
Dim MaxSimTime As Single
Dim DrawDownMaxSimTime As Single

' model set-up
Const NumNodes = 401
Const NumElem = NumNodes - 1
Dim NumElemByMaterial(2)
Dim BtmElev As Double
Dim MaxHeight As Double        ' specified top height of
impoundment
Dim MaxElev As Double
Dim dh0 As Double              ' initial element thickness
Dim ElementHeight(NumElem) As Double ' the element height that compresses
as time goes on
Dim VolSolidsElem(2)           ' volume of solids per element, a
constant as elements are aligned with solids matrix
Dim Accrete_m_per_yr As Double ' m of soil at e0 accreteing each
year
Dim TopNode As Integer         ' current top node of accreted soil
Dim TopByTime(5) As Integer    ' TopNode at each output time
Dim BtmBC As Integer           ' base boundary condition... '0' =
no-flow; '1' specified head; '2' = specific for Somincor
Dim DrawDownBtmBC As Integer   ' base boundary condition during
drawdown... '0' = no-flow; '1' specified head; '2' = specific for Somincor
```

```

Const NoFlow = 0
Const Somincor = 2
Dim BtmBC_Head
Dim DrawDownBtmBC_Head
Dim EndOfPulp_yr As Double
Dim TopPulpNode As Integer
Dim DrawdownRate As Double

' soil properties
Dim Gs(2)
Dim GammaSat(2)
Dim GammaBar(2)
Dim cv(2) As Double
Dim cc As Double
Dim e0(2) As Double
Const sigVbar_at_e0 = 1# ' formation effective stress
Dim VoidRatioParameters(2, 3) As Double ' array for void ratio from
sigma: line 1= pulp; line 2 = paste; col 1=e0; col 2=a; col 3= b
Const p_Pulp = 1 ' pointer to material 1 = Pulp
Const p_Paste = 2 ' pointer to material 2 = Paste
Const p_e0 = 1 ' pointer to e0 (formation void
ratio)
Const p_A = 2 ' pointer to "a" paramater of
e(sigmaVbar) function
Const p_B = 3 ' pointer to "b" paramater of
e(sigmaVbar) function

' simulation variables
Dim NodeElev(NumNodes) As Double ' elevation of node
Dim OldNodeElev(NumNodes) As Double
Dim NodeHead(NumNodes) As Double ' head in metres
Dim ElemElev(NumElem) As Double ' elevation at centre of
element
Dim ElemPWP(NumElem) ' current pore pressure at
centre of element
Dim Nodevoid(NumNodes) As Double ' current void ratio at node
Dim NextNodeVoid(NumNodes) As Double
Dim NodeSigV(NumNodes) As Double ' total vertical stress at node

' output arrays for transfer of results to worsheet for plotting
Const StepLimit = 50

Dim SimResults(NumNodes, 4 * StepLimit) ' reduce this to (NumNodes,
4*5)?
Dim SimTime(1, 4 * StepLimit)
Const height = 2
Const head = 3
Const voidratio = 4
Dim SimTrends(NumSteps, 5) As Double

' DrawDownnd variables
Dim DrawDownResults(NumNodes, 4 * StepLimit) 'reduce this to (NumNodes,
4*5)?
Dim DrawDownTrends(NumSteps, 5)
Dim DrawDownTime(1, 4 * StepLimit)

Public Sub ProcessData()
' routine callings others as needed to process the data

```

```
Dim i As Integer
Dim j As Integer

Dim DataSheet As Range
Dim OutSheet As Range
Dim where As String
Dim LocalResults(NumNodes, 4)
Dim wb As Workbook

Set wb = ThisWorkbook

'obtain the correct set of data
wb.Sheets("Inputs & Plots").Select

' and now set the plot scales...
' Worksheets("Params & Plots").Activate
' ActiveSheet.ChartObjects(1).Activate ' epV - ep1 plot
' ActiveChart.Axes(xlValue).MaximumScale = epvmax

' set theoretical mode
LargeStrain = True

' first pick up modelling properties/parameters from input worksheet
BtmElev = ActiveSheet.Range("BtmElev")
MaxHeight = ActiveSheet.Range("TMF_Height")
MaxElev = BtmElev + MaxHeight
BtmBC = ActiveSheet.Range("BtmBoundary") ' bottom boundary
condition index
BtmBC_Head = ActiveSheet.Range("BtmHead")
EndOfPulp_yr = ActiveSheet.Range("end_of_pulp")

Gs(p_Pulp) = Sheet1.Range("SG_pulp")
Gs(p_Paste) = Sheet1.Range("SG_paste")
'e0 = Sheet1.Range("Formation_e0")
'cc = Sheet1.Range("_Cc") / 2.3 ' vba uses ln not
log10, so shift Cc to natural logs
cv(p_Pulp) = Sheet1.Range("DiffuseCoeff_pulp") ' assumed m2/s
cv(p_Paste) = Sheet1.Range("DiffuseCoeff_paste") ' assumed m2/s

VoidRatioParameters(1, 1) = Sheet1.Range("e0_pulp")
VoidRatioParameters(1, 2) = Sheet1.Range("a_pulp")
VoidRatioParameters(1, 3) = Sheet1.Range("b_pulp")
VoidRatioParameters(2, 1) = Sheet1.Range("e0_paste")
VoidRatioParameters(2, 2) = Sheet1.Range("a_paste")
VoidRatioParameters(2, 3) = Sheet1.Range("b_paste")

e0(p_Pulp) = VoidRatioParameters(p_Pulp, p_e0)
e0(p_Paste) = VoidRatioParameters(p_Paste, p_e0)

' set up duration of sim
PlotYrs = Sheet1.Range("plot_yrs") ' interval in years
between contours of results
MaxSimTime = 5 * PlotYrs

DrawDownPlotYrs = Sheet1.Range("drawDownPlot_yrs")
DrawDownMaxSimTime = 5 * DrawDownPlotYrs
DrawDownBtmBC = Sheet1.Range("DrawDownBtmBoundary")
DrawDownBtmBC_Head = ActiveSheet.Range("DrawDownBtmHead")
```

```

' check input values
If BtmBC_Head < BtmElev Then BtmBC_Head = BtmElev ' do not allow
capillary tension, so atmospheric pressure is minimum

' align output charts with model choices
'ActiveSheet.ChartObjects("Chart 5a").Activate
'ActiveChart.Axes(xlValue).MaximumScale = MaxElev
'ActiveChart.Axes(xlValue).MinimumScale = BtmElev
'ActiveChart.Axes(xlValue, xlSecondary).MaximumScale = 19
'ActiveChart.Axes(xlValue, xlSecondary).MinimumScale = 14
'ActiveChart.Axes(xlCategory).MinimumScale = 0
'ActiveChart.Axes(xlCategory).MaximumScale = MaxSimTime

' now set up model and run the sim

SetUpModel
consolidate
drawdown

Sheet2.Select
' blank (null) the output space
Set OutSheet = Sheet2.Range(Cells(4, 2), Cells(99000, 9900))
OutSheet.Value = ""

' and now copy the results across
' do it in individual steps so we only output active elements in any
DeltaT_yrs
For i = 1 To 5
Set OutSheet = Sheet2.Range(Cells(5, 4 * (i - 1) + 2), Cells(4 +
TopByTime(i), 4 * i + 1))
    For j = 1 To TopByTime(i)
        LocalResults(j, 1) = SimResults(j, 4 * (i - 1) + 1)
        LocalResults(j, 2) = SimResults(j, 4 * (i - 1) + 2)
        LocalResults(j, 3) = SimResults(j, 4 * (i - 1) + 3)
        LocalResults(j, 4) = SimResults(j, 4 * (i - 1) + 4)
    Next j

    OutSheet.Value = LocalResults
Next i

Set OutSheet = Sheet2.Range(Cells(4, 2), Cells(4, 4 * StepLimit + 1))
OutSheet.Value = SimTime

Sheet3.Select
Set OutSheet = Sheet3.Range(Cells(4, 1), Cells(99000, 5))
OutSheet.Value = ""
Set OutSheet = Sheet3.Range(Cells(4, 1), Cells(3 + NumSteps, 5))
OutSheet.Value = SimTrends

Sheet5.Select
' blank (null) the output space
Set OutSheet = Sheet5.Range(Cells(4, 1), Cells(99000, 9900))
OutSheet.Value = ""
Cells(4, 8) = "time: yrs=>"

' and now copy the results across
For i = 1 To 5

```

```
Set OutSheet = Sheet5.Range(Cells(5, 4 * i + 5), Cells(4 + TopNode, 4 * i + 8))
For j = 1 To TopNode
    LocalResults(j, 1) = DrawDownResults(j, 4 * (i - 1) + 1)
    LocalResults(j, 2) = DrawDownResults(j, 4 * (i - 1) + 2)
    LocalResults(j, 3) = DrawDownResults(j, 4 * (i - 1) + 3)
    LocalResults(j, 4) = DrawDownResults(j, 4 * (i - 1) + 4)
Next j

OutSheet.Value = LocalResults
Next i

Set OutSheet = Sheet5.Range(Cells(4, 9), Cells(4, 4 * StepLimit + 1))
OutSheet.Value = DrawDownTime

Sheet5.Select
Set OutSheet = Sheet5.Range(Cells(4, 1), Cells(3 + NumSteps, 5))
OutSheet.Value = DrawDownTrends

Sheet1.Select

End Sub
```

```
Private Sub SetUpModel()
' establish the geometry and initial heads of the model
Dim i As Integer
Dim j As Integer
Dim TopBoundaryHead
Dim NodePWP As Double

' create initial geometry for all elements
NodeElev(1) = BtmElev
dh0 = 2 * MaxHeight / NumElem ' the "2" is to
provide enough element for consolidation at max height

For i = 2 To NumNodes
    j = i - 1 ' number of element
just below current node
    NodeElev(i) = NodeElev(i - 1) + dh0
    OldNodeElev(i) = NodeElev(i)
    ElementHeight(i - 1) = dh0 ' "-1" because this is
element not node value
Next i

GammaSat(p_Pulp) = gammaW * (Gs(p_Pulp) + e0(p_Pulp)) / (1 + e0(p_Pulp))
GammaBar(p_Pulp) = GammaSat(p_Pulp) - gammaW
VolSolidsElem(p_Pulp) = dh0 / (1 + e0(p_Pulp)) ' elements aligned
with soil particles, so constant volume of solids per element

GammaSat(p_Paste) = gammaW * (Gs(p_Paste) + e0(p_Paste)) / (1 +
e0(p_Paste))
GammaBar(p_Paste) = GammaSat(p_Paste) - gammaW
VolSolidsElem(p_Paste) = dh0 / (1 + e0(p_Paste))

' initially place nodes to get the model started before adding soil as the
solution steps forward
TopNode = 11 ' initially we have
this number of nodes instantaneously placed
```

```

NumElemByMaterial(p_Pulp) = TopNode - 1
NumElemByMaterial(p_Paste) = 0

Nodevoid(TopNode) = e0(p_Pulp)
NodeSigV(TopNode) = sigVbar_at_e0 ' formation effective
stress

For i = TopNode - 1 To 1 Step -1
    Nodevoid(i) = e0(p_Pulp)
    NodeSigV(i) = NodeSigV(i + 1) + GammaSat(p_Pulp) * ElementHeight(i)
    NodePWP = NodeSigV(i) - sigVbar_at_e0 ' maintain the
formation effective stress for all instant elements
    NodeHead(i) = NodeElev(i) + NodePWP / gammaW
Next i

For i = TopNode To NumNodes ' these elements are
all in the water column at start of deposition
    Nodevoid(i) = 5
    NodeSigV(i) = sigVbar_at_e0 ' need offset to allow
for formation void ratio
    NodeHead(i) = NodeElev(NumNodes)
Next i

' now work out the time-stepping stuff...
' DeltaT_yrs in years for numerical stability, much smaller than time
intervals for output
If cv(p_Pulp) > cv(p_Paste) Then
    DeltaT_yrs = 0.4 * dh0 * dh0 / (cv(p_Pulp) * secs_per_yr)
    Beta(p_Pulp) = 0.4
    Beta(p_Paste) = 0.4 * cv(p_Paste) / cv(p_Pulp)
Else
    DeltaT_yrs = 0.4 * dh0 * dh0 / (cv(p_Paste) * secs_per_yr)
    Beta(p_Paste) = 0.4
    Beta(p_Pulp) = 0.4 * cv(p_Pulp) / cv(p_Paste)
End If

End Sub

```

```

Private Sub consolidate()
Dim NextHead(1 To NumNodes) As Double
Dim OldNodeHead(1 To NumNodes) As Double
Dim OutStep As Integer
Dim Tstep As Integer
Dim SubStepTime As Single
Dim SnapshotTime As Single
Dim i As Integer
Dim j As Integer

Dim pwp As Double
Dim SigVbar As Double
Dim ElementVoidRatio As Double
Dim AverageGammaDry As Double
Dim deltaSigV As Double
Dim SurfaceSettlementThisStep As Double

Dim Gamma(NumNodes)
Dim CurrentTopSurface
Dim CurrentTime

```

```
Dim HeightThisStep
Dim OutTimeIncr_yrs
Dim dsigV

Const CurrentTime_pointer = 1
Const TopNodeElev_pointer = 2
Const Settle_pointer = 3
Const GammaDry_pointer = 4
Const CurrentTopSurf_pointer = 5

Dim p_Layer As Integer
p_Layer = 1
OutStep = 0

SimTrends(1, CurrentTime_pointer) = 0
SimTrends(1, Settle_pointer) = 0
SimTrends(1, TopNodeElev_pointer) = NodeElev(TopNode)
SimTrends(1, GammaDry_pointer) = Gs(p_Pulp) * gammaW / (1 + e0(p_Pulp))
' gamma_dry as placed

CurrentTopSurface = NodeElev(TopNode)
SimTrends(1, CurrentTopSurf_pointer) = CurrentTopSurface
OutTimeIncr_yrs = MaxSimTime / (NumSteps - 1) ' make sure we go
past the desired end point else loose the last set of output
SubStepTime = 0
SnapshotTime = PlotYrs

TopPulpNode = TopNode

For Tstep = 2 To NumSteps

    CurrentTime = SimTrends(Tstep - 1, CurrentTime_pointer) +
OutTimeIncr_yrs
    SimTrends(Tstep, CurrentTime_pointer) = CurrentTime

    If CurrentTopSurface < MaxElev Then
        HeightThisStep = Accrete_from_time(CurrentTime) * OutTimeIncr_yrs
        CurrentTopSurface = CurrentTopSurface + HeightThisStep
    Else
        Accrete_m_per_yr = 0 'shut off deposition
once max height reached
    End If

    ' substeps are needed because time step for stable integration is much
smaller than time step of interest for sims
    ' thus we run lots of small (and stable) steps to advance the calc to
next time of interest
    Do While SubStepTime < SimTrends(Tstep, CurrentTime_pointer)
        SubStepTime = SubStepTime + DeltaT_yrs

        For i = 1 To TopNode
            OldNodeHead(i) = NodeHead(i) 'keep the NodeHead to
calculate old and new SigVbar
        Next i

        For i = 2 To TopNode - 1

            If i > TopPulpNode Then
                p_Layer = p_Paste
```



```

Else
    p_Layer = p_Pulp
End If

NextHead(i) = NodeHead(i) + Beta(p_Layer) *
(NodeHead(i - 1) - 2 * NodeHead(i) + NodeHead(i + 1))
Next i

For i = 2 To TopNode - 1
    NodeHead(i) = NextHead(i)
Next i

Select Case BtmBC                                     ' apply the
boundary conditions
    Case Is = NoFlow
        NodeHead(1) = NodeHead(2)                     ' no flow
boundary; enforce dh/dy=0
        NodeHead(TopNode) = NodeElev(TopNode)         ' free draining
at tailings surface

    Case Is = Somincor
        NodeHead(1) = CurrentTopSurface - 5.1          ' this
value came from some CPTU
        If CurrentTopSurface - NodeElev(1) < 20 Then    ' in the
beginning a gradient of 5m is too much
            NodeHead(1) =
CurrentTopSurface - (CurrentTopSurface - NodeElev(1)) * 0.25
        End If
        NodeHead(TopNode) = NodeElev(TopNode)         ' free
draining at tailings surface

    Case Else     ' specified btm boundary head
        NodeHead(1) = BtmBC_Head                       ' regional
head as btm boundary
        NodeHead(TopNode) = NodeElev(TopNode)         ' free
draining at tailings surface
    End Select
Loop

' now update for new void ratio

For i = 1 To TopPulpNode                               'for pulp layer
    pwp = gammaW * (NodeHead(i) - NodeElev(i))
    SigVbar = NodeSigV(i) - pwp
    Select Case SigVbar
        Case Is < sigVbar_at_e0
            Nodevoid(i) = e0(p_Pulp)
        Case Else
            Nodevoid(i) = e_on_NCL(SigVbar, p_Pulp)
    End Select
Next i

For i = TopPulpNode + 1 To TopNode - 1                 'for paste layer
    pwp = gammaW * (NodeHead(i) - NodeElev(i))
    SigVbar = NodeSigV(i) - pwp
    Select Case SigVbar
        Case Is < sigVbar_at_e0
            Nodevoid(i) = e0(p_Paste)
        Case Else

```

```

        Nodevoid(i) = e_on_NCL(SigVbar, p_Paste)
    End Select
Next i

' upper boundary always at formation void ratio
If TopPulpNode = TopNode Then
    Nodevoid(TopPulpNode) = e0(p_Pulp)
Else
    Nodevoid(TopNode) = e0(p_Paste)
End If

' elements are taken as mid-point between nodes with nodal values
averaged for element value
SimTrends(Tstep, Settle_pointer) = 0
For i = 1 To TopPulpNode - 1
    ElementVoidRatio = 0.5 * (Nodevoid(i) + Nodevoid(i + 1))
    ElementHeight(i) = VolSolidsElem(p_Pulp) * (1 + ElementVoidRatio)
    SimTrends(Tstep, Settle_pointer) = SimTrends(Tstep, Settle_pointer)
+ (ElementHeight(i) - dh0)
Next i

For i = TopPulpNode To TopNode - 1
    ElementVoidRatio = 0.5 * (Nodevoid(i) + Nodevoid(i + 1))
    ElementHeight(i) = VolSolidsElem(p_Paste) * (1 + ElementVoidRatio)
    SimTrends(Tstep, Settle_pointer) = SimTrends(Tstep, Settle_pointer)
+ (ElementHeight(i) - dh0)
Next i

SurfaceSettlementThisStep = SimTrends(Tstep,
Settle_pointer) - SimTrends(Tstep - 1, Settle_pointer)
CurrentTopSurface = CurrentTopSurface + SurfaceSettlementThisStep
SimTrends(Tstep, CurrentTopSurf_pointer) = CurrentTopSurface

If LargeStrain = True Then ' and update mesh geometry
    For i = 2 To NumNodes
        NodeElev(i) = NodeElev(i - 1) + ElementHeight(i - 1)
    Next i

    For i = 1 To TopNode
        NodeSigV(i) = NodeSigV(i) + SurfaceSettlementThisStep * 9.81
'subtract from NodeSigV the runoff water (settlements are negative values)
    Next i

    ' need to update time step for stability
    'TimeScaling = Beta * dh0 * dh0 / (cv * secs_per_yr)
from time factor T to time in years
    ' NB NOT USED AT THE MOMENT AS WE HAVE CONSTANT cv
End If

SimTrends(Tstep, TopNodeElev_pointer) = NodeElev(TopNode)

AverageGammaDry = VolSolidsElem(p_Pulp) * NumElemByMaterial(p_Pulp) *
Gs(p_Pulp) * gammaW
AverageGammaDry = AverageGammaDry + VolSolidsElem(p_Paste) *
NumElemByMaterial(p_Paste) * Gs(p_Paste) * gammaW
AverageGammaDry = AverageGammaDry / (NodeElev(TopNode) - NodeElev(1))
SimTrends(Tstep, GammaDry_pointer) = AverageGammaDry

```

```

' output a snapshot of results at the requested time intervals
If SubStepTime > SnapshotTime Then
    OutStep = OutStep + 1
    If OutStep < StepLimit Then
        SimTime(1, 4 * (OutStep - 1) + 1) = SnapshotTime
        TopByTime(OutStep) = TopNode
        For i = 1 To NumNodes
            SimResults(i, 4 * (OutStep - 1) + 1) = NodeElev(i)
            SimResults(i, 4 * (OutStep - 1) + 2) = NodeHead(i)
            SimResults(i, 4 * (OutStep - 1) + 3) = Nodevoid(i)
            SimResults(i, 4 * (OutStep - 1) + 4) =
NodeSigV(i) - (gammaW * (NodeHead(i) - NodeElev(i)))
        Next i
    End If
    SnapshotTime = SnapshotTime + PlotYrs
End If

' do we need to bring another element or two into play ?
If TopNode < NumNodes Then ' can only do
this if we have not exceeded hard limit
    If CurrentTopSurface > NodeElev(TopNode) + dh0 Then
        TopNode = TopNode + 1
        If CurrentTime < EndOfPulp_yr Then
            TopPulpNode = TopNode
            Nodevoid(TopNode) = e0(p_Pulp)
        Else
            Nodevoid(TopNode) = e0(p_Paste)
        End If

        For i = 1 To TopPulpNode - 1
            dsigV = GammaSat(p_Pulp) * dh0
            NodeSigV(i) = NodeSigV(i) + dsigV ' total
stress load increment
            NodeHead(i) = NodeHead(i) + dsigV / gammaW ' and the
matching head increase for undrained condition
        Next i

        For i = TopPulpNode To TopNode - 1
            dsigV = GammaSat(p_Paste) * dh0
            NodeSigV(i) = NodeSigV(i) + dsigV '
total stress load increment
            NodeHead(i) = NodeHead(i) + dsigV / gammaW ' and the
matching head increase for undrained condition
        Next i

    End If
End If

NumElemByMaterial(p_Pulp) = TopPulpNode - 1
NumElemByMaterial(p_Paste) = TopNode - TopPulpNode

Next 'Tstep

End Sub

Private Sub drawdown()

Dim NextHead(1 To NumNodes) As Double

```

```
Dim OldNodeHead(1 To NumNodes) As Double
Dim Tstep As Integer
Dim OutStep As Integer
Dim SubStepTime As Double
Dim CurrentTime As Double
Dim SnapshotTime As Double
Dim OutTimeIncr_yrs As Double
Dim CurrentTopSurface As Double
Dim WaterLevelElev As Double
Dim i As Integer

Dim pwp As Double
Dim SigVbar As Double
Dim ElementVoidRatio As Double
Dim SurfaceSettlementThisStep As Double
Dim AverageGammaDry As Double

Const CurrentTime_pointer = 1
Const TopNodeElev_pointer = 2
Const Settle_pointer = 3
Const GammaDry_pointer = 4
Const CurrentTopSurf_pointer = 5

Dim p_Layer As Integer
p_Layer = 1
OutStep = 0

'The time is reset to zero. If needed can be summed to SimTrends(1,
CurrentTime_pointer)

DrawDownTrends(1, CurrentTime_pointer) = 0
DrawDownTrends(1, TopNodeElev_pointer) = SimTrends(NumSteps,
TopNodeElev_pointer)
DrawDownTrends(1, Settle_pointer) = SimTrends(NumSteps, Settle_pointer)
DrawDownTrends(1, GammaDry_pointer) = SimTrends(NumSteps, GammaDry_pointer)
DrawDownTrends(1, CurrentTopSurf_pointer) = SimTrends(NumSteps,
CurrentTopSurf_pointer)

CurrentTopSurface = NodeElev(TopNode)
OutTimeIncr_yrs = DrawDownMaxSimTime / (NumSteps - 1)
SubStepTime = 0
SnapshotTime = DrawDownPlotYrs

WaterLevelElev = CurrentTopSurface

For Tstep = 2 To NumSteps

    CurrentTime = DrawDownTrends(Tstep - 1, CurrentTime_pointer) +
OutTimeIncr_yrs
    DrawDownTrends(Tstep, CurrentTime_pointer) = CurrentTime
    WaterLevelElev = WaterLevelElev - DrawDown_from_time(CurrentTime) *
OutTimeIncr_yrs
    NodeHead(TopNode) = WaterLevelElev

    'must update sigmaV due to 1)settlement 2)desaturation

    Do While SubStepTime < DrawDownTrends(Tstep, CurrentTime_pointer)
        SubStepTime = SubStepTime + DeltaT_yrs
```

```

For i = 1 To TopNode
    OldNodeHead(i) = NodeHead(i)           'keep the NodeHead to
calculate old and new SigVbar
Next i

For i = 2 To TopNode - 1
    If i > TopPulpNode Then
        p_Layer = p_Paste
    Else
        p_Layer = p_Pulp
    End If

    NextHead(i) = NodeHead(i) + Beta(p_Layer) *
(NodeHead(i - 1) - 2 * NodeHead(i) + NodeHead(i + 1))
Next i

For i = 2 To TopNode - 1
    NodeHead(i) = NextHead(i)
Next i

Select Case DrawDownBtmBC      ' apply the boundary conditions
    Case Is = NoFlow
        NodeHead(1) = NodeHead(2)           '
no flow boundary; enforce dh/dy=0
        NodeHead(TopNode) = WaterLevelElev

    Case Is = Somincor
        NodeHead(1) = WaterLevelElev - 5.1   '
atualizar se necessário
        If WaterLevelElev - NodeElev(1) < 20 Then   '
to prevent a large gradient when the water level drops several meters
            NodeHead(1) =
WaterLevelElev - (WaterLevelElev - NodeElev(1)) * 0.25
        End If
        NodeHead(TopNode) = WaterLevelElev       '
free draining at tailings surface

    Case Else      ' specified btm boundary head
        NodeHead(1) = DrawDownBtmBC_Head       '
regional head as btm boundary
        NodeHead(TopNode) = WaterLevelElev     '
free draining at tailings surface
End Select

Loop

' now calculate the new void ratio
For i = 1 To TopPulpNode           'for pulp layer
    pwp = gammaW * (NodeHead(i) - NodeElev(i))
    SigVbar = NodeSigV(i) - pwp
    Select Case SigVbar
        Case Is < sigVbar_at_e0
            NextNodeVoid(i) = e0(p_Pulp)
        Case Else
            NextNodeVoid(i) = e_on_NCL(SigVbar, p_Pulp)
    End Select
Next i

```

```

For i = TopPulpNode + 1 To TopNode                                'for paste layer
    pwp = gammaW * (NodeHead(i) - NodeElev(i))
    SigVbar = NodeSigV(i) - pwp
    Select Case SigVbar
        Case Is < sigVbar_at_e0
            NextNodeVoid(i) = e0(p_Paste)
        Case Else
            NextNodeVoid(i) = e_on_NCL(SigVbar, p_Paste)
    End Select
Next i

' update voidratio, but only if lower (material doesn't expands)
For i = 1 To TopNode
    If Nodevoid(i) > NextNodeVoid(i) Then
        Nodevoid(i) = NextNodeVoid(i)
    End If
Next i

' elements are taken as mid-point between nodes with nodal values
averaged for element value
DrawDownTrends(Tstep, Settle_pointer) = 0
For i = 1 To TopPulpNode - 1
    ElementVoidRatio = 0.5 * (Nodevoid(i) + Nodevoid(i + 1))
    ElementHeight(i) = VolSolidsElem(p_Pulp) * (1 + ElementVoidRatio)
    DrawDownTrends(Tstep, Settle_pointer) = DrawDownTrends(Tstep,
Settle_pointer) + (ElementHeight(i) - dh0)
Next i
For i = TopPulpNode To TopNode - 1
    ElementVoidRatio = 0.5 * (Nodevoid(i) + Nodevoid(i + 1))
    ElementHeight(i) = VolSolidsElem(p_Paste) * (1 + ElementVoidRatio)
    DrawDownTrends(Tstep, Settle_pointer) = DrawDownTrends(Tstep,
Settle_pointer) + (ElementHeight(i) - dh0)
Next i

SurfaceSettlementThisStep = DrawDownTrends(Tstep,
Settle_pointer) - DrawDownTrends(Tstep - 1, Settle_pointer)
CurrentTopSurface = CurrentTopSurface + SurfaceSettlementThisStep
DrawDownTrends(Tstep, CurrentTopSurf_pointer) = CurrentTopSurface

If LargeStrain = True Then ' and update mesh geometry
    For i = 2 To NumNodes
        NodeElev(i) = NodeElev(i - 1) + ElementHeight(i - 1)
    Next i

    ' update total stress
    ' stress change depends on wether or not the tailings
desaturate - deactivated for now

    'For i = 1 To TopNode
    '    NodeSigV(i) = NodeSigV(i) + SurfaceSettlementThisStep * 9.81
'subtract from NodeSigV the runoff water (settlements are negative values)
'Next

    ' need to update time step for stability
    'TimeScaling = Beta * dh0 * dh0 / (cv * secs_per_yr)
from time factor T to time in years
    ' NB NOT USED AT THE MOMENT AS WE HAVE CONSTANT cv
End If

```

```

DrawDownTrends(Tstep, TopNodeElev_pointer) = NodeElev(TopNode)

AverageGammaDry = VolSolidsElem(p_Pulp) * NumElemByMaterial(p_Pulp) *
Gs(p_Pulp) * gammaW
AverageGammaDry = AverageGammaDry + VolSolidsElem(p_Paste) *
NumElemByMaterial(p_Paste) * Gs(p_Paste) * gammaW
AverageGammaDry = AverageGammaDry / (NodeElev(TopNode) - NodeElev(1))
DrawDownTrends(Tstep, GammaDry_pointer) = AverageGammaDry

' output a snapshot of results at the requested time intervals
If SubStepTime > SnapshotTime Then
    OutStep = OutStep + 1
    If OutStep < StepLimit Then
        DrawDownTime(1, 4 * (OutStep - 1) + 1) = SnapshotTime
        For i = 1 To NumNodes
            DrawDownResults(i, 4 * (OutStep - 1) + 1) = NodeElev(i)
            DrawDownResults(i, 4 * (OutStep - 1) + 2) = NodeHead(i)
            DrawDownResults(i, 4 * (OutStep - 1) + 3) = Nodevoid(i)
            DrawDownResults(i, 4 * (OutStep - 1) + 4) =
NodeSigV(i) - (gammaW * (NodeHead(i) - NodeElev(i)))
        Next i
    End If
    SnapshotTime = SnapshotTime + DrawDownPlotYrs
End If

Next Tstep

End Sub

```

```

Function e_on_NCL_old(OldSigVbar, SigVbar, eOld)
' returns the void ratio of the soil on its NCL for specified vertical
effective stress

'OLD PIECE OF CODE FOR LINEAR void ratio ON log(sigma)
'Dim C_1
'Dim e_min
'Dim e_formation
' this is the standard NCL idealization
' e_on_NCL = e0 - cc * Log(sigVbar)      ' vba does log on base e so Cc was
shifted by 2.3 in the data read..

Dim eMin As Double
Dim alfa As Double
Dim b As Double
Dim K As Double
Dim Delta_e As Double

eMin = VoidRatioParameters(p_Pulp, p_eMin)
alfa = VoidRatioParameters(p_Pulp, p_Alfa)
b = VoidRatioParameters(p_Pulp, p_B)

K = alfa * (((OldSigVbar + SigVbar) / 2) ^ b) / (eOld - eMin)
Delta_e = (1 + eOld) * (SigVbar - OldSigVbar) / K
e_on_NCL = eOld - Delta_e

End Function

```

```
Function e_on_NCL(SigVbar, Material)

Dim a As Double
Dim b As Double
Dim e0 As Double
Dim logSigma As Double

e0 = VoidRatioParameters(Material, p_e0)
a = VoidRatioParameters(Material, p_A)
b = VoidRatioParameters(Material, p_B)

logSigma = Log(SigVbar) / Log(10#)

e_on_NCL = a * (logSigma) ^ 2 + b * logSigma + e0

End Function
```

```
Function Accrete_from_time(Time)
Dim AccreteRate

Select Case Time
    Case Is < 10.74
        Accrete_from_time = 0.66
    Case Is < 11.24
        Accrete_from_time = 9.49
    Case Is < 12.3
        Accrete_from_time = 1.55
    Case Is < 13.13
        Accrete_from_time = 5.2
    Case Is < 13.98
        Accrete_from_time = 0.52
    Case Is < 15.06
        Accrete_from_time = 4.2
    Case Else
        Accrete_from_time = 0
End Select

End Function
```

```
Function DrawDown_from_time(Time) 'DrawDown_from_time in m/year

Select Case Time
    Case Is < 0.4
        DrawDown_from_time = 45
    Case Is < 0.45
        DrawDown_from_time = -600
    Case Is < 0.55
        DrawDown_from_time = 0
    Case Is < 0.6
        DrawDown_from_time = 240
    Case Else
        DrawDown_from_time = 0
End Select

End Function
```

```
Public Function AnalyticalHead(H, ho, cv, y, t)

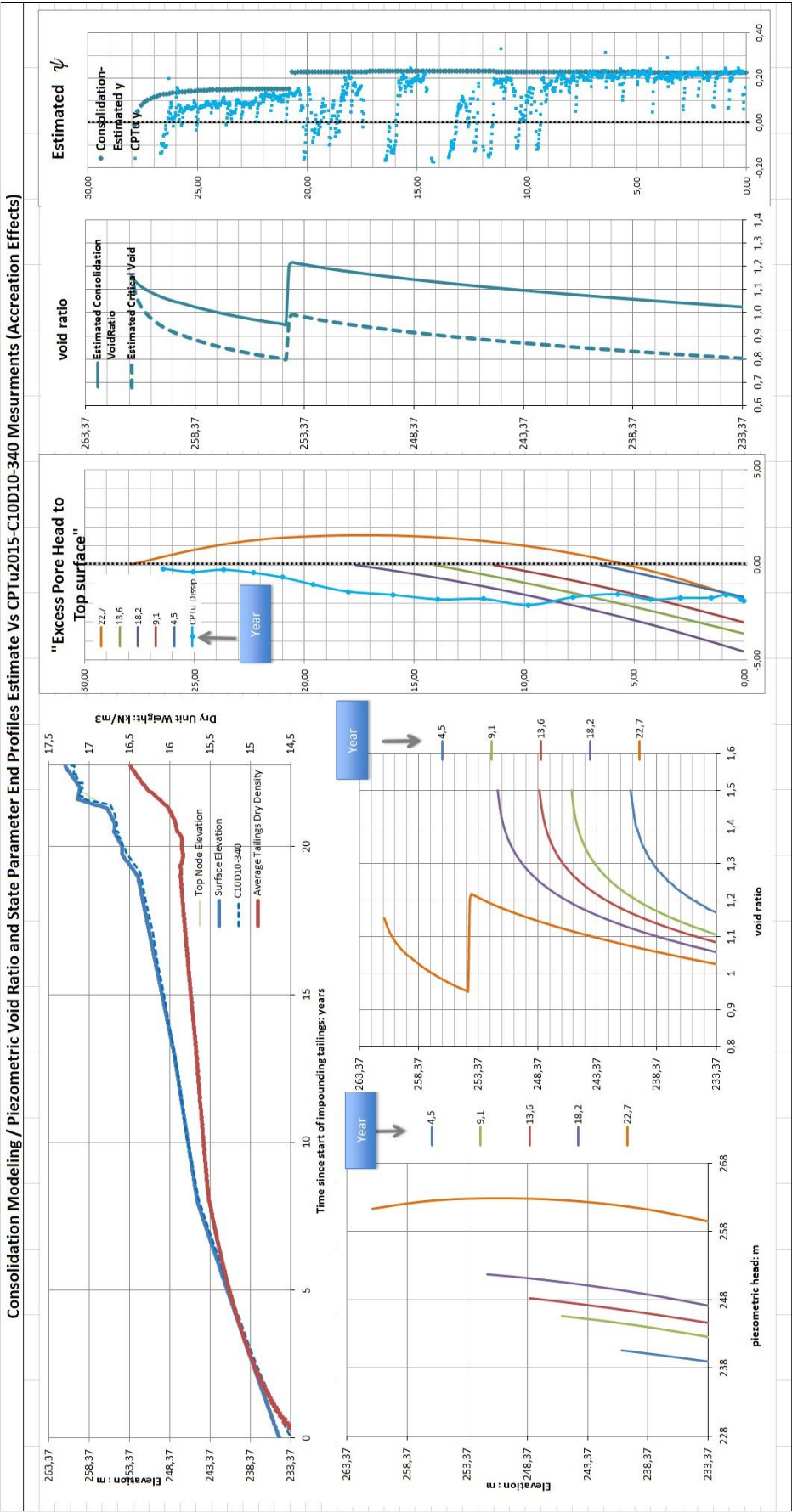
' Gives the analytical head for a layer of thickness H with single drainage
and an initial excess head H0

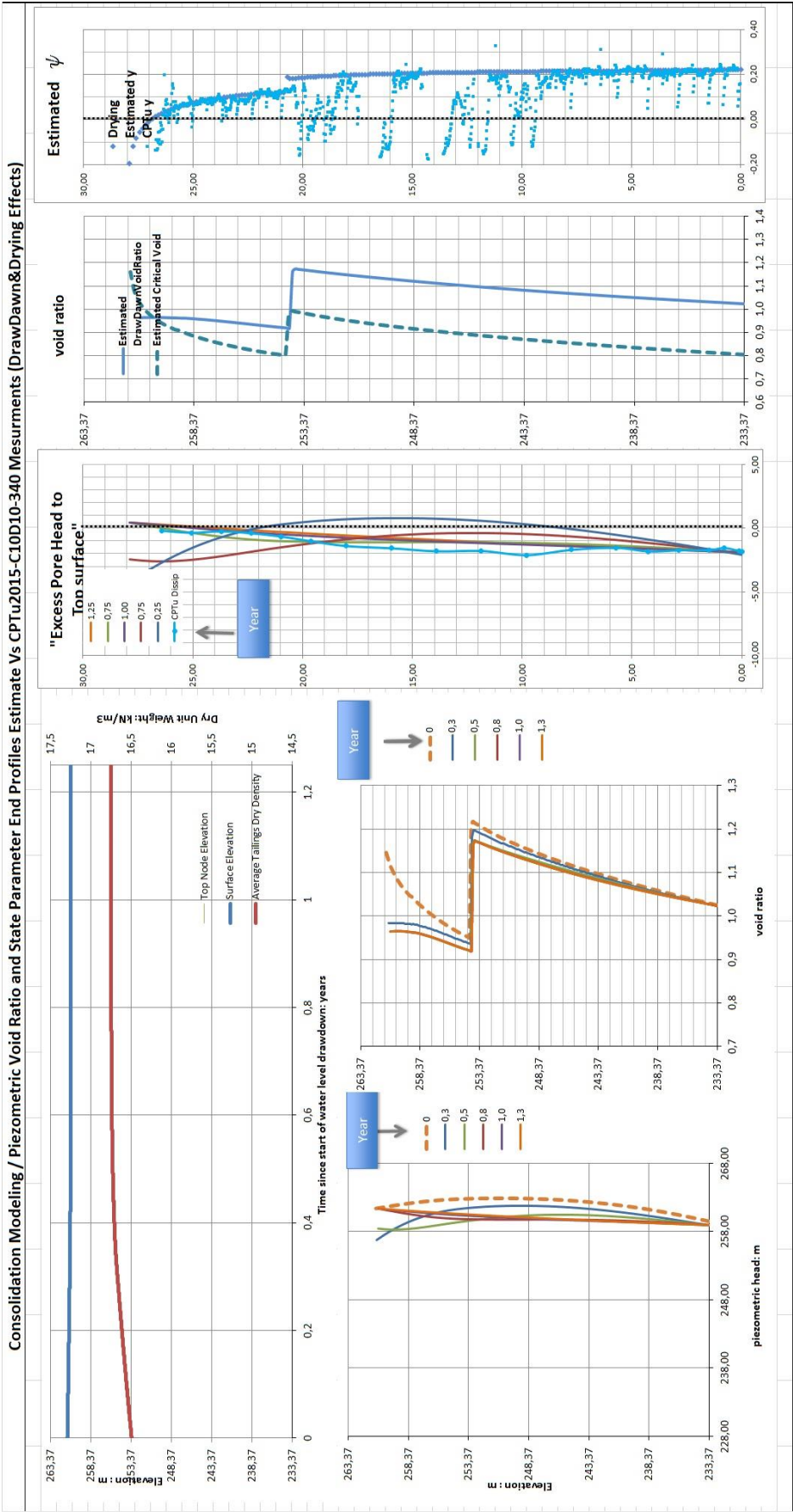
Dim n As Integer
Dim h_yt As Double
Dim x
Dim Tfact
Const pi = 3.14159

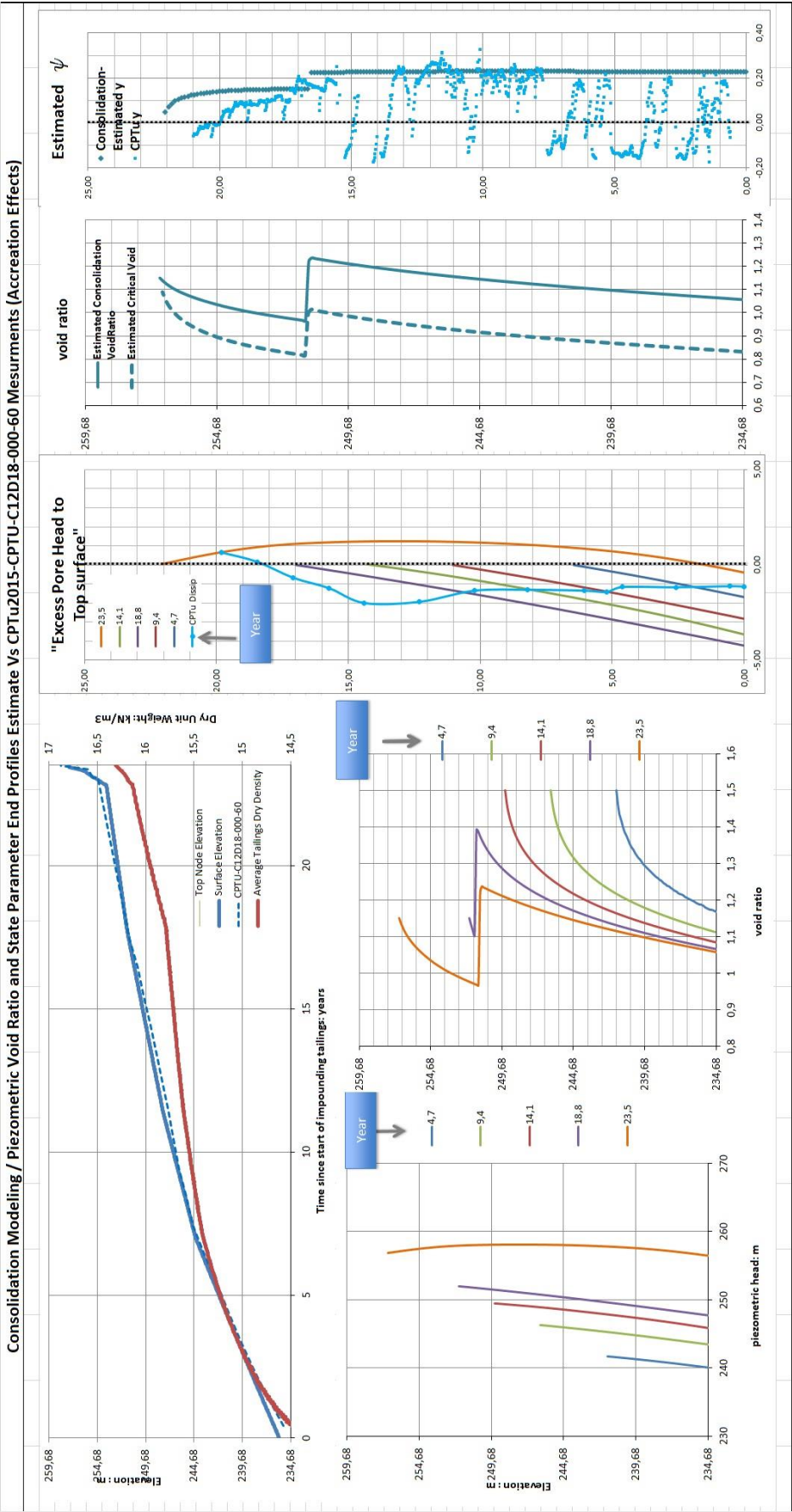
x = y / H
Tfact = t * cv / (2 * H) ^ 2
h_yt = 0
For n = 1 To 10
    h_yt = h_yt + 2 * ho / (n * pi) * (1 - Cos(n * pi)) * Sin(0.5 * n *
pi * x) * Exp(-(n * pi) ^ 2 * Tfact)
Next n

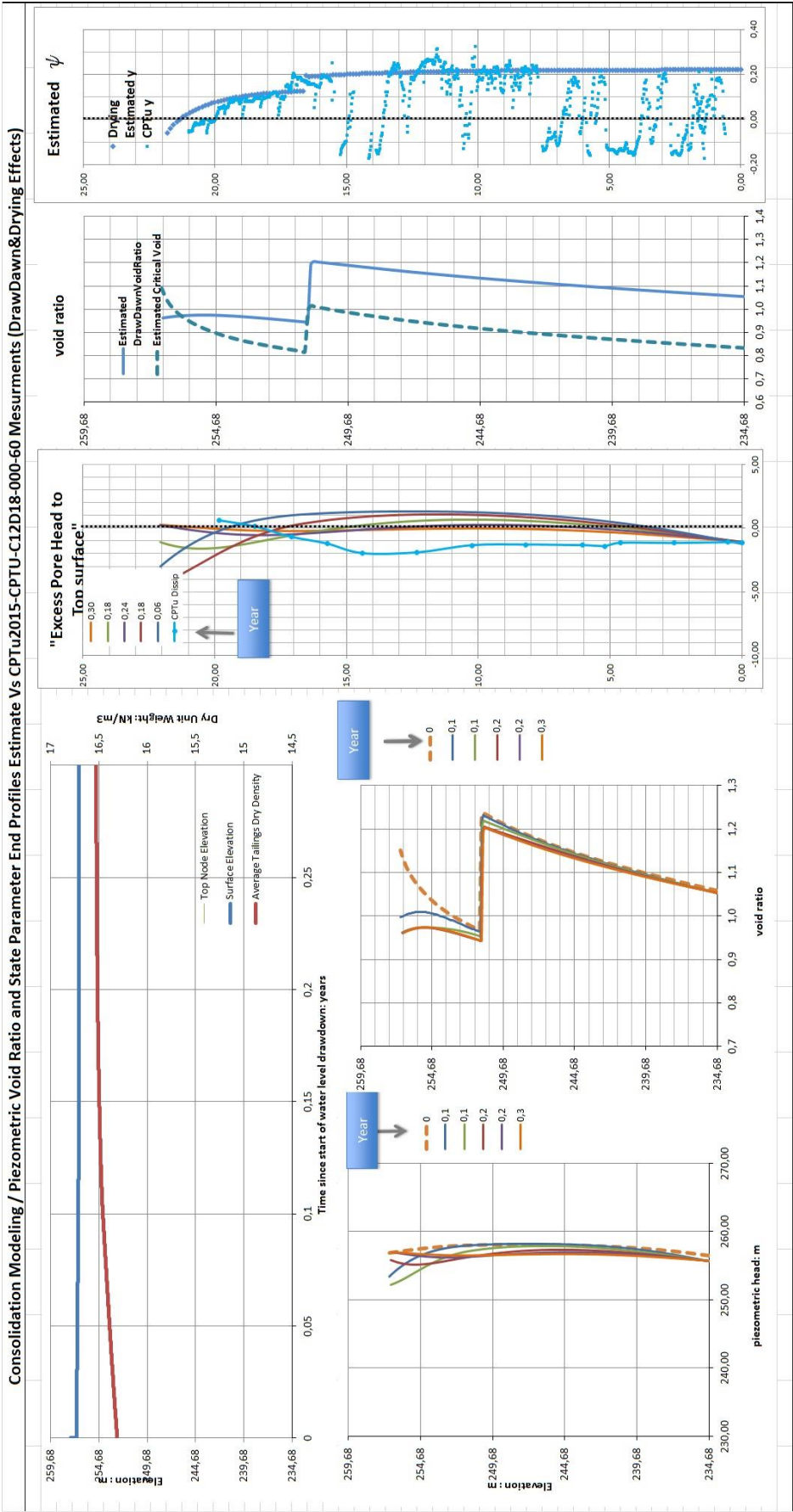
AnalyticalHead = h_yt
End Function
```

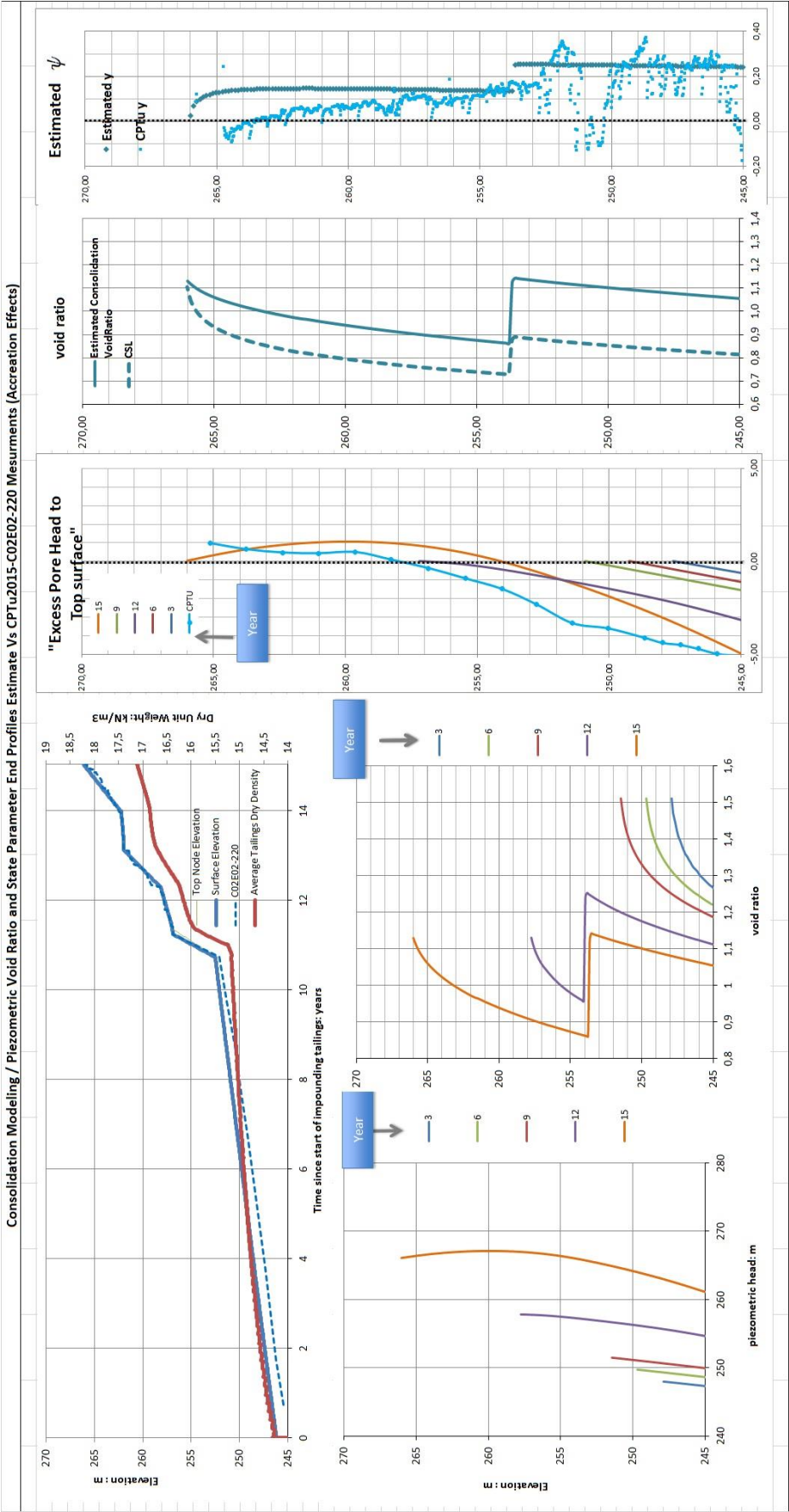

ANEXO D – Resultados das simulações

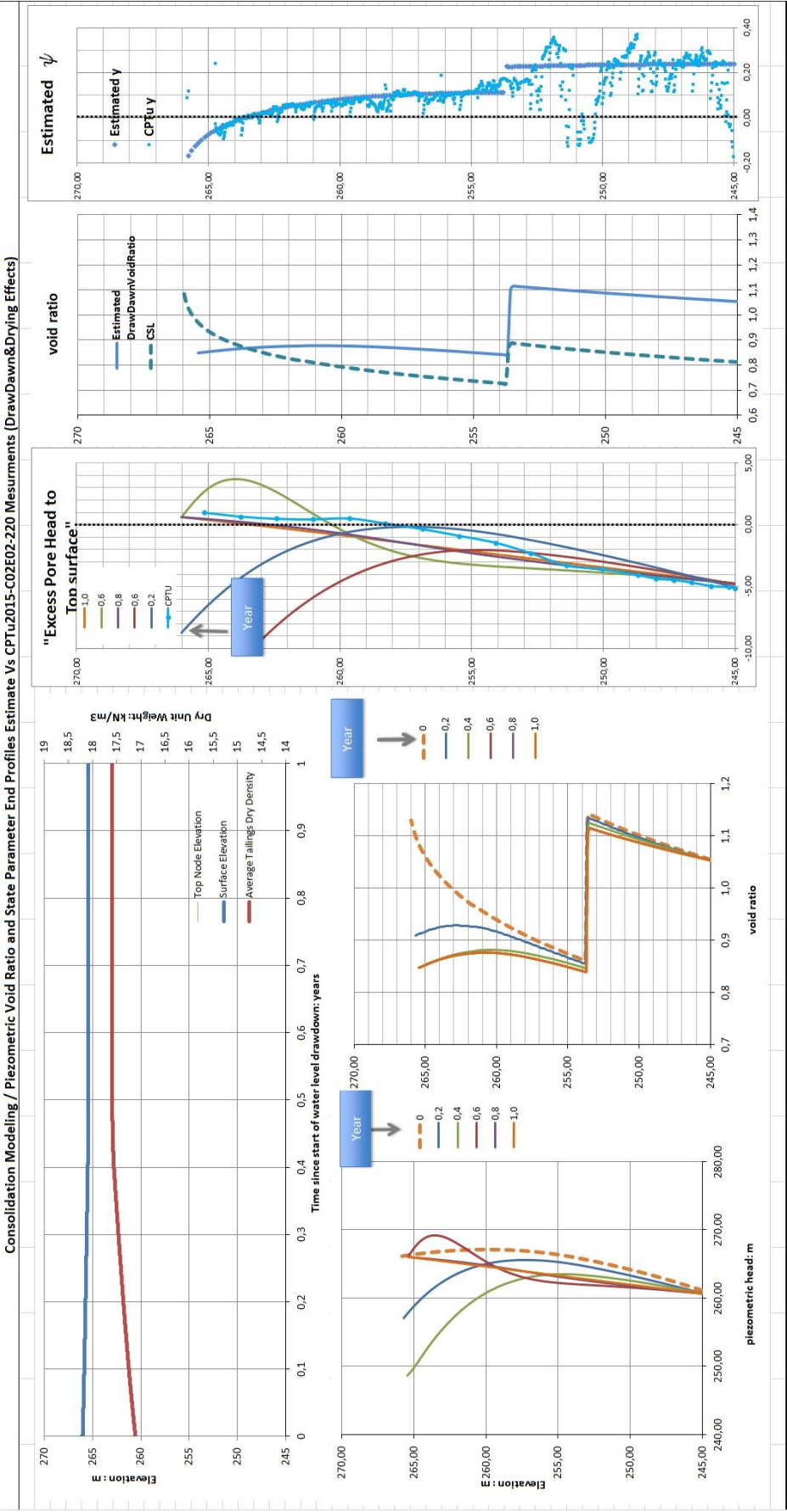




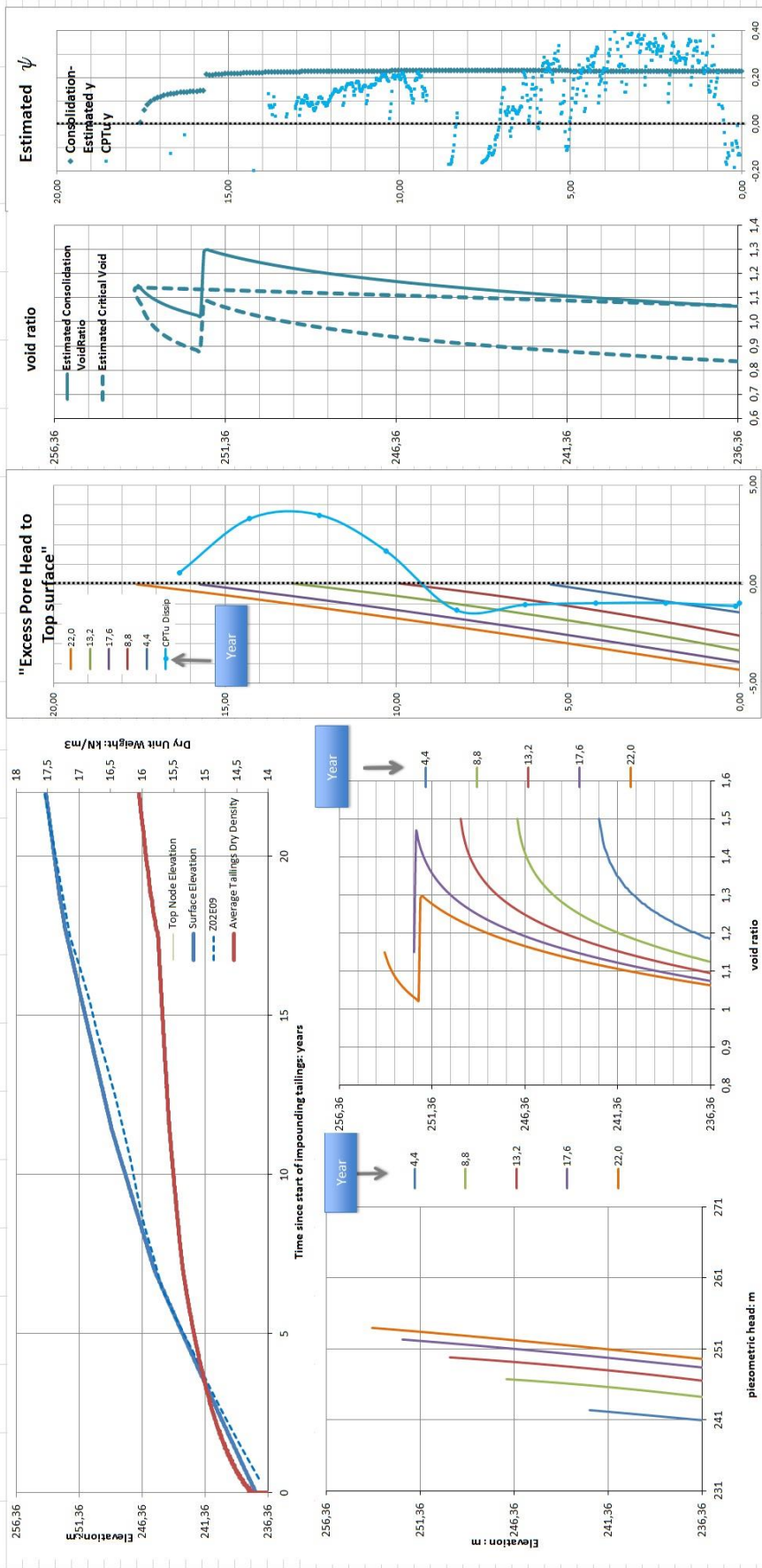


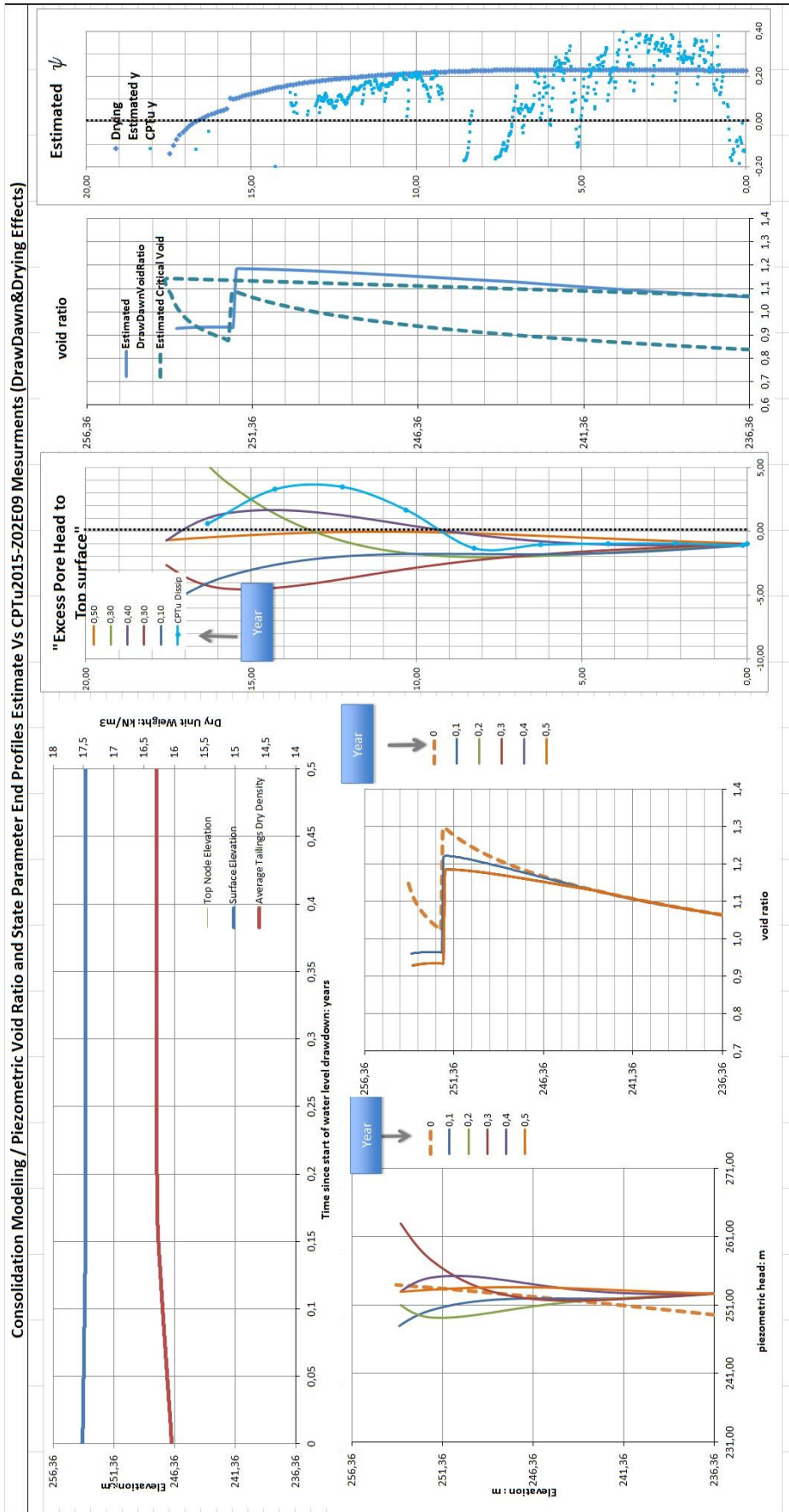






Consolidation Modeling / Piezometric Void Ratio and State Parameter End Profiles Estimate Vs CPTu2015-Z02E09 Mesurments (Accretion Effects)





REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abu-Hejleh, A., Znidarčič, D. (1995). *Desiccation Theory for Soft Cohesive Soils*. Journal of Geotechnical Engineering 121(6), p. 493-502.
- Abu-Hejleh, A.N., Znidarčič, D. (1994). *Estimation of the consolidation constitutive relations*. Computer Methods and Advances in Geomechanics, Siriwardane & Zaman (eds) Balkema, Rotterdam, p. 499-504.
- Alakangas, L., Dagli, D., Knutsson, S. (2013). *Literature Review on Potential Geochemical and Geotechnical Effects of Adopting Paste Technology under Cold Climate Conditions*. Luleå University of Technology, Luleå, Sweden.
- Aldea, C.M., Connolly, K. (2014). *Successful recipes for mine paste backfill*. 17th International Seminar on Paste and Thickened Tailings (Paste 2014) (Fourie, A.B., Jewell, R.J., Wells, P.S., Zyl, D., ed.), 8-12 June 2014, Vancouver, Canada, 341-354, InfoMine.
- Alonso, E.E. (2003). *Exploring the limits of unsaturated soil mechanics: The behavior of coarse granular soil and rockfill*, *The 11th Buchanan Lecture*, University of Texas A&M.
- Alonso, E.E., Gens, A., Josa, A. (1990). *A constitutive model for partially saturated soils*. Géotechnique 40(3), p. 405-430.
- Alonso, E.E., Pereira, J.-M., Vaunat, J., Olivella, S. (2010). *A microstructurally based effective stress for unsaturated soils*. Geotéchnique 60(12), p. 913-925.
- ASTM (2006). *ASTM D5550-06: Standard Test Method for Specific Gravity of Soil Solids by Gas Pycnometer*. ASTM International.
- ASTM (2008). *ASTM D6836: Standard Test Methods for Determination of the Soil Water Characteristic Curve for Desorption Using a Hanging Column, Pressure Extractor, Chilled Mirror Hygrometer, and/or Centrifuge*. ASTM International.
- ASTM (2010). *ASTM D5298: Standard Test Methods for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper*. ASTM International.
- Atkinson, J. (2000). *Non-linear soil stiffness in routine design*. Geotéchnique 50(5), p. 487-508.
- Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussière, B., Chapuis, R.P. (2003). *A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties*. Canadian Geotechnical Journal 40(6), p. 1104-1122.
- Aubertin, M., Ricard, J.-F., Chapuis, R.P. (1998). *A predictive model for the water retention curve: application to tailings from hard-rock mines*. Canadian Geotechnical Journal 35(1), p. 55-69.

- Ausilio, E., Conte, E., Dente, G. (2002). *An analysis of the consolidation of unsaturated soils*. Third International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT 2002) (Jucá, J.F.T., de Campos, T.M.P., Marinho, F.A.M., ed.), 10-13 March, Recife, Brazil, 239-244, Swets & Zeitlinger, Lisse.
- Azam, S., Li, Q. (2010). *Tailings Dam Failures: A Review of the Last One Hundred Years*. Geotechnical News 28(4), p. 50-54.
- Azam, S., Scott, J.D., Jeeravipoolvarn, S. (2007). *When Does a Slurry Become a Soil?* Geotechnical News 25(3), p. 44.
- Barbour, S.L. (1998). *Nineteenth Canadian Geotechnical Colloquium: The soil-water characteristic curve: a historical perspective*. Canadian Geotechnical Journal 35(5), p. 873-894.
- Barden, L. (1965). *Consolidation of compacted and unsaturated clays*. Geotéchnique 15(3), p. 267-286.
- Barden, L. (1974). *Consolidation of clays compacted 'dry' and 'wet' of optimum water content*. Geotéchnique 24(4), p. 605-625.
- Bear, J., Verruijt, A. (1987). *Modeling groundwater flow and pollution*. Springer, Dordrecht, Holland.
- Been, K. (1980). *Stress strain behaviour of a cohesive soil deposited under water*. PhD Thesis, University of Oxford.
- Been, K., Sills, G. (1981). *Self-weight consolidation of soft soils: an experimental and theoretical study*. Geotechnique 31(4), p. 519-535.
- Belem, T., Benzaazoua, M. (2004). *An overview on the use of paste backfill technology as a ground support method in cut-and-fill mines*. 5th International Symposium on Ground Support in Mining and Underground Construction (Villaescusa, E., Potvin, Y., ed.), 28-30 September, Perth, Australia, 367-650, Taylor & Francis Group, London.
- Benckert, A., Eurenus, J. (2001). *Tailings dam constructions*. Seminar on safe tailings dam constructions (Association, S.M., Verket, N.V., Commission, E., ed.), 20 to 21 September, Gallivare, Sweden, 30-36.
- Benson, R.E.J., Sill, B.L. (1991). *Evaporative Drying of Dredged Material*. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering 117(3), p. 216-234.
- Bicalho, K.V., Gramelich, J.C. (2016). *Estudo da calibração da técnica TDR usada para estimativa da humidade volumétrica de solos da Grande Vitória, E. S.* Congresso Nacional de Geotecnia (15CNG), 19-23 Junho, Porto.
- Biot, M.A. (1941). *General theory of three- dimensional consolidation*. Journal of applied physics 12(2), p. 155-164.
- Bishop, A. (1959). *The principle of effective stress*. Teknisk Ukeblad, Norwegian Geotechnical Institute 106(39), p. 859-863.
- Bishop, A., Donald, I. (1961). *The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus*. Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris.
- Bishop, A.W., Alpan, I., Blight, G.E., Donald, I.B. (1960). *Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils*. Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils (ASCE, ed.), University of Colorado, Boulder, CO, 503-532.
- Bishop, A.W., Eldin, G. (1950). *Undrained triaxial tests on saturated sands and their significance in the general theory of shear strength*. Geotéchnique 2(1), p. 13-32.

- Blight, G. (2010). *Geotechnical engineering for mine waste storage facilities*. CRC Press, Leiden, The Netherlands.
- Blight, G.E. (1961). *Strength and consolidation characteristics of compacted soils*. PhD Thesis, Imperial College London.
- Brady, B.H.G., Brown, E.T. (2006). *Rock Mechanics for underground mining*, Third edition ed. Springer Netherlands, AA Dordrecht, The Netherlands.
- Brooks, R.H., Corey, A.T. (1964). *Hydraulic properties of porous media*. Hydrology Papers 3(3).
- Bruch, P.G. (1993). *A Laboratory study of evaporative fluxes in homogeneous and layered soils*. MSc Thesis, University of Saskatchewan.
- Bryan, R., Simms, P., Verburg, R. (2010). *Coupling oxidation to transient drying during multilayer deposition of thickened gold tailings*. Minerals Engineering 23(14), p. 1101-1112.
- Caldwell, J., Revington, A., McPhail, G., Charlebois, L. (2014). *Optimized seasonal deposition for successful management of treated mature fine tailings*. 17th International Seminar on Paste and Thickened Tailings (Paste 2014) (Fourie, A.B., Jewell, R.J., Wells, P.S., Zyl, D., ed.), 8-12 June 2014, Vancouver, Canada, InfoMine.
- Carvalho, D., Marçal, H.L. (2009). *A privatização da Somincor: estudo de caso*. EDM - Empresa de Desenvolvimento Mineiro.
- CEN (2004a). *Determination of particle density - Pycnometer method (ISO/TS 17892-3:2004)*, European Committee for Standardization.
- CEN (2004b). *Determination of particle size distribution (ISO/TS 17892-4:2004)*, European Committee for Standardization.
- CEN (2004c). *Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 5: Incremental loading oedometer test (ISO/TS 17892-5:2004)*, European Committee for Standardization.
- CEN (2004d). *Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 9: Consolidated triaxial compression tests on water saturated soil (ISO/TS 17892-9:2004)*, European Committee for Standardization.
- CEN (2007). *Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing*, European Committee for Standardization.
- CEN (2009). *Particle size analysis -- Laser diffraction methods (ISO 13320:2009)*, European Committee for Standardization.
- Cenor (2013). *Barragem do Cerro do Lobo. Alçamento para a cota 255.*, Acesso: 10-04-2014, <http://cenor.pt/pt-pt/portfolio/barragem-do-cerro-do-lobo-alçamento-para-a-cota-255/>.
- Chin, K.-B., Leong, E.-C., Rahardjo, H. (2010). *A simplified method to estimate the soil-water characteristic curve*. Canadian Geotechnical Journal 47(12), p. 1382-1400.
- Conte, E. (2004). *Consolidation analysis for unsaturated soils*. Canadian Geotechnical Journal 41(4), p. 599-612.
- Controls Group (2015). *Double wall triaxial cells for unsaturated tests*, Acesso: 08-04-2016, <http://www.controls-group.com/eng/soil-mechanics-testing-equipment/double-wall-triaxial-cells-for-unsaturated-tests.php>.

- Costa, C. (2008). *Desenvolvimento de um sistema de monitorização e controlo para ensaios triaxiais de solos*. MSc Thesis, Universidade do Porto.
- Costa, L.S.P. (2014). *Estudo da consolidação de solos siltosos jovens*. MSc Thesis, Instituto Politécnico de Viseu.
- Crank, J. (1975). *The Mathematics of Diffusion*, Second Edition ed. Clarendon Press, Oxford.
- Cresswell, H.P., Paydar, Z. (1996). *Water retention in Australian soils. I. Description and prediction using parametric functions*. Soil Research 34(2), p. 195-212.
- Dagenais, A.-M., Aubertin, M., Bussiere, B., Martin, V. (2005). *Large scale applications of covers with capillary barrier effects to control the production of acid mine drainage*. Post-Mining conference, 16-17 November, Nancy, France.
- Dakshanamurthy, V., Fredlund, D.G. (1980). *Moisture and air flow in an unsaturated soil*. 4th International Conference on Expansive Soils (Snethen, D.R., ed.), 16-18 June, Denver, Colorado, 514-532, American Society of Civil Engineering, New York.
- Dakshanamurthy, V., Fredlund, D.G., Rahardjo, H. (1984). *Coupled three-dimensional consolidation theory of unsaturated porous media*. 5th International Conference on Expansive Soils, 21-23 May, Adelaide, Australia, Institute of Engineers.
- Daliri, F. (2013). *The influence of desiccation and stress history on monotonic and cyclic shear response of thickened gold tailings*. PhD Thesis, Carleton University.
- Davies, M.P. (2011). *Filtered Dry Stacked Tailings – The Fundamentals*. Tailings and Mine Waste 2011, 6-9 November, Vancouver, Canada.
- Davies, M.P., Martin, T.E., Lighthall, P. (2000). *Mine Tailings Dams: When Things Go Wrong*. Tailings Dams 2000, ASDSO Conference., Las Vegas, Nevada.
- Davies, M.P., McRoberts, E., Martin, T. (2002). *Static Liquefaction of Tailings – Fundamentals and Case Histories*. Tailings Dams 2002, ASDSO Conference., Las Vegas, Nevada.
- Delta-T Devices. (2013). *User Manual for the ML3 ThetaProbe Soil Moisture and Temperature Sensor*.
- Departamento d'Enginyeria del Terreny Cartogràfica i Geofísica (2014). *CODE_BRIGHT user's guide*. Universitat Politècnica de Catalunya.
- Deschamps, T., Benzaazoua, M., Bussière, B., Aubertin, M. (2011). *Laboratory study of surface paste disposal for sulfidic tailings: Physical model testing*. Minerals Engineering 24(8), p. 794-806.
- Doucet, J., Paradis, R. (2010). *Thickening/mud stacking technology—an environmental approach to residue management*. 13th International Seminar on Paste and Thickened Tailings (Paste 2010) (Jewell, R.J., Fourie, A.B., ed.), 3-6 May 2010, Toronto, Canada, 2-21, Australian Centre for Geomechanics, Perth.
- Dromer, J.B., Aubertin, M., Kennedy, G., Pedroni, L., Bussière, B. (2004). *A new testing system to investigate the sedimentation and consolidation of sludge and slurry*. 57th Canadian Geotechnical Conference, Québec, Canada.
- Duncan, J.M., Chang, C.-Y. (1970). *Nonlinear analysis of stress and strain in soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division 96(5), p. 1629-1653.

- Dunmola, A. (2012). *Geotechnical and Geo-environmental Implications of Evaporation from Sulphidic Surface-deposited Thickened Mine Tailings*. Electronic Journal of Geotechnical Engineers 17(Bundle O), p. 2225-2241.
- Edlefsen, N.E., Anderson, A. (1943). *Thermodynamics of soil moisture*. Hildardia 15(2), p. 31-298.
- Engels, J. (2006). *An expert management system for surface tailings storage*. PhD Thesis, University of Leeds.
- Engels, J., Dixon-Hardy, D. (2004). *Tailings Disposal - Managing increasing higher volumes of waste from mines*. 7th International Symposium on Environmental Geotechnology and Global Sustainable Development, June 8-10, Helsinki and Espoo, Finland.
- Escario, V. (1980). *Suction-controlled penetration and shear tests*. Fourth International Conference on Expansive Soils, Denver, CO, 781-797, American Society of Civil Engineers.
- European Commission (2004). *Reference Document on Best Available Techniques for Management of Tailings and Waste-Rock in Mining Activities*. European Commission, Seville, Spain, p. 563.
- Ferreira, C.M.d.F. (2002). *Implementação e Aplicação de Transdutores Piezoelétricos na Determinação de Velocidades de Ondas Sísmicas em Provetes. Avaliação da Qualidade de Amostragem em Solos Residuais*. MSc Thesis, University of Porto.
- Ferreira, C.M.d.F. (2008). *The Use of Seismic Wave Velocities in the Measurement of Soil Stiffness of a Residual Soil*. PhD Thesis, Universidade do Porto.
- Fitton, T. (2007). *Tailings beach slope prediction*. PhD Thesis, RMIT University.
- França, S.C.A., Massarani, G. (2002). *Separação Sólido-Líquido, Tratamento de Tratamento de Minérios*, Rio de Janeiro, pp. 571-609.
- Fredlund, D., Rahardjo, H. (1986). *Unsaturated soil consolidation theory and laboratory experimental data, Consolidation of Soils: Testing and Evaluation*. ASTM International, Philadelphia, Pennsylvania, pp. 154-169.
- Fredlund, D.G. (2006). *Unsaturated soils mechanics in engineering practice (Terzaghi Lecture)*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 132(3), p. 286-321.
- Fredlund, D.G., Hasan, J.U. (1979). *One-dimensional consolidation theory: unsaturated soils*. Canadian Geotechnical Journal 16(3), p. 521-531.
- Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R. (1977). *Stress State Variables for Unsaturated Soils*. J Geotech Eng-Asce 103(5), p. 447-466.
- Fredlund, D.G., Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. Wiley, New York.
- Fredlund, D.G., Rahardjo, H., Fredlund, M.D. (2012). *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*. Wiley, Hoboken, New Jersey.
- Fredlund, D.G., Stone, J., Stianson, J., Sedgwick, A. (2011). *Obtaining Unsaturated Soil Properties for High Volume Change Oil Sands Materials*. Unsaturated Soils: Theory and Practice 2011. 5th Asia Pacific Conference on Unsaturated Soils, Pattaya, Thailand.
- Fredlund, D.G., Xing, A. (1994). *Equations for the soil-water characteristic curve*. Canadian Geotechnical Journal 31(4), p. 521-532.
- Fredlund, M., Donaldson, M., Gitirana, G. (2009). *Large-Strain 1D, 2D, and 3D Consolidation Modeling of Mine Tailings*. Tailings and Mine Waste 09, 1-4 November, Banff, Canada.

- Fredlund, M.D. (1999). *The role of unsaturated soil property functions in the practice of unsaturated soil mechanics*. PhD Thesis, University of Saskatchewan.
- Fredlund, M.D., Fredlund, D.G., Wilson, G. (1997). *Prediction of the soil-water characteristic curve from grain-size distribution and volume-mass properties*. Proc., 3rd Brazilian Symp. on Unsaturated Soils, Rio de Janeiro.
- Fredlund, M.D., Wilson, G.W., Fredlund, D.G. (2002a). *Representation and estimation of the shrinkage curve*. Proc., 3rd Int. Conf. on Unsaturated Soils, UNSAT 2002, Recife, Brasil.
- Fredlund, M.D., Wilson, G.W., Fredlund, D.G. (2002b). *Use of the grain-size distribution for estimation of the soil-water characteristic curve*. Canadian Geotechnical Journal 39(5), p. 1103-1117.
- Fujiyasu, Y., Fahey, M. (2000). *Experimental Study of Evaporation from Saline Tailings*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 126(1), p. 18-27.
- Fujiyasu, Y., Fahey, M., Newson, T. (2000). *Field investigation of evaporation from freshwater tailings*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 126(6), p. 556-567.
- Gabriel, J.R.S. (2012). *Optimização do sistema de suporte por cabos da Mina de Neves-Corvo*. MSc Thesis, Universidade Técnica de Lisboa.
- Gan, K.J., Fredlund, D.G. (1988). *Multistage direct shear testing of unsaturated soils*. ASTM Geotechnical Testing Journal 11(2).
- Gens, A. (1995). *Constitutive modelling: Application to compacted soils*. First International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT 95), 6-8 September, Paris, France, 1179-1200.
- Gens, A. (2010). *Soil-environment interactions in geotechnical engineering (Rankine Lecture)*. Geotéchnique 60(1), p. 3-74.
- Gens, A. (2013). *The development of unsaturated soil mechanics (14th Šuklje Lecture)*, Ljubljana, Slovenia.
- Geo-Slope International (2008). *Vadose Zone Modeling with VADOSE/W 2007* Geo-Slope International, Calgary, Canada.
- Geo-Slope International (2013). *Stress-Deformation Modeling with SIGMA/W* Geo-Slope International, Calgary, Canada.
- Geo-Slope International (2015). *Software tools for geotechnical solutions*, Acesso: 15-05-2015, <http://www.geo-slope.com/>.
- Gerogetti, G.B. (2014). *Deformabilidade e resistência de um solo laterítico não saturado*. PhD Thesis, Universidade de São Paulo, Brasil.
- Gibson, R., England, G., Hussey, M. (1967). *The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays*. Geotechnique 17(3), p. 261-273.
- Gibson, R.E., Schiffman, R.L., Cargill, K.W. (1981). *The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays. II. Finite nonlinear consolidation of thick homogeneous layers*. Canadian Geotechnical Journal 18(2), p. 280-293.
- Gitirana, G., Fredlund, M., Fredlund, D. (2006). *Numerical modelling of Soil-atmosphere interaction for Unsaturated Surfaces*. Geotechnical Special Publication 147(1).

- Golder Associates (2007). *Feasibility study of expansion of Cerro do Lobo Tailings Facility using paste / thickened tailings technology. Annex IV - Geotechnical investigation of existing subaqueous tailings deposit.*
- Golder Associates (2009a). *Somincor – Expansão da Instalação de Resíduos de Cerro do Lobo utilizando tecnologia de pasta / rejeitados espessados. Projeto de execução - edição para licenciamento.*
- Golder Associates (2009b). *Stability evaluation for proposed paste deposition. Cerro do Lobo Tailings Facility.*
- Golder Associates (2011). *Somincor – Expansão da Instalação de Resíduos de Cerro do Lobo utilizando tecnologia de pasta / rejeitados espessados. Controlo da deposição de rejeitados - Relatório anual.*
- Golder Associates (2012). *Somincor Tailings Management Facility - 2012 Geotechnical investigation*
- Golder Associates (2016). *Somincor – Studies to the dynamic stability analysis of the vertical expansion - Expansion using stacked tailings.*
- Google Earth 7.1 (2013a). *Instalação de Rejeitados de Cerro do Lobo*, in: Digital Globe 2015 (Ed.), p. 37°33'05"N 37°56'31"O.
- Google Earth 7.1 (2013b). *Mina de Neves Corvo*, in: Digital Globe 2015 (Ed.), p. 37°32'44"N 37°56'25"O.
- Gramelich, J.C. (2015). *Avaliação da função de calibração usada para estimativa da humidade volumétrica de diferentes solos com a técnica de TDR.* MSc Thesis, Universidade Feral de Espírito Santo.
- Hardin, B.O., Black, W.L. (1968). *Vibration modulus of normally consolidated clay.* Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 94(2), p. 353-369.
- Head, K.H. (1994). *Manual of soil laboratory testing. Volume 2: permeability, shear strength and compressibility tests.* John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Head, K.H. (1998). *Manual of soil laboratory testing. Volume 3: effective stress tests.* John Wiley & Sons, Ltd., West Sussex, England.
- Heitor, A., Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C. (2013). *Laboratory study of small-strain behavior of a compacted silty sand.* Canadian Geotechnical Journal 50(2), p. 179-188.
- Hilf, J.W. (1956). *An investigation of pore water pressure in compacted cohesive soils.* PhD Thesis, University of Colorado.
- Hill, C.B. (1967). *Consolidation of compacted clay.* MSc Thesis, University of Manchester.
- Hillel, D. (1998). *Applications of soil physics.* Academic Press, New York.
- Ho, D.Y.F., Fredlund, D.G. (1982). *Increase in shear strength due to soil suction for two Hong Kong soils.* Specialty Conference on Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils, Honolulu, HI, 263-295, ASCE.
- Hoyos, L.R., Suescún-Florez, E.A., Puppala, A.J. (2015). *Stiffness of intermediate unsaturated soil from simultaneous suction-controlled resonant column and bender element testing.* Engineering Geology 188, p. 10-28.
- Hoz, K.d.l., Junqueira, F.F., Marin, J., Jones, T. (2013). *Assessment of Dewatering and Rewetting Characteristics of Copper Tailings from Laboratory Column Test.* Tailings 2013 - First International Seminar on Tailings Management, Santiago, Chile.

- Hustrulid, W.A., Bullock, R.L. (2001). *Underground Mining Methods: Engineering Fundamentals and International Case Studies*. Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Littleton, Colorado.
- Hutson, J., Cass, A. (1987). *A retentivity function for use in soil–water simulation models*. Journal of Soil Science 38(1), p. 105-113.
- ICOLD (2001). *Bulletin 121: Tailings dams - risk of dangerous occurrences. Lessons learnt from practical experiences*, 121. International Commission on Large Dams, Paris, p. 144.
- Indrawan, I.G.B., Rahardjo, H., Leong, E.-C. (2007). *Drying and wetting characteristics of a two-layer soil column*. Canadian Geotechnical Journal 44(1), p. 20-32.
- Infomine (2012). *Paste and Thickened Tailings* Acesso: 01-07-2014, www.technology.infomine.com/reviews/PasteTailings.
- Irrrometer (2013a). *Watermark Soil Moisture Meter - Installation and Operating Instructions*.
- Irrrometer (2013b). *Watermark Soil Moisture Sensor — MODEL 200SS*.
- Jakubick, A., McKenna, G. (2003). *Stabilisation of Tailings Deposits: International Experience*. Mining and the Environment III, 25-28 May, Sudbury, Canada, 1-9.
- Jefferies, M., Been, K. (2006). *Soil liquefaction: a critical state approach*. Taylor & Francis.
- Jefferies, M., Been, K. (2015). *Soil liquefaction: a critical state approach*, Second edition ed. Crc Press.
- Jennings, J., Burland, J. (1962). *Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils*. Geotéchnique 12(2), p. 125-144.
- Jewell, R., Fourie, A. (2010). *Paste 2010 - 13th International Seminar on Paste and Thickened Tailings*, Toronto, Canada.
- Jewell, R., Fourie, A., Lord, T. (2002). *Paste and Thickened Tailings - A Guide*. Australian Centre for Geomechanics.
- Jewell, R.J. (2010). *The evolution of paste and thickened tailings*. Australian Centre for Geomechanics Newsletter 35, p. 1-3.
- Johari, A., Habibagahi, G., Ghahramani, A. (2006). *Prediction of soil–water characteristic curve using genetic programming*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering 132(5), p. 661-665.
- Junqueira, F.F., Sanin, M.V., Sedgwick, A., Blum, J. (2011). *Assessment of water removal from oil sands tailings by evaporation and under-drainage, and the impact on tailings consolidation*.
- Khanzode, R., Fredlund, D.G., Vanapalli, S.K. (1999). *An alternative method for the measurement of soil-water characteristic curves for fine-grained soils*. 52nd Canadian Geotechnical Conference, 24-27 October, Regina, Saskatchewan, Canada, 623-630.
- Klohn, E.J. (1982). *Tailings dam design*. Seminar on Geotechnical Aspects of Mine Design and Tailings Containment, Edmonton, Canada.
- Koekkoek, E., Booltink, H. (1999). *Neural network models to predict soil water retention*. European Journal of Soil Science 50(3), p. 489-495.
- Kovács, G. (1981). *Seepage hydraulics*. Elsevier, Amsterdam, The Netherlands.
- Krahn, J., Fredlund, D.G., Klassen, M.J. (1989). *Effect of soil suction on slope stability at Notch Hill*. Canadian Geotechnical Journal 26(2), p. 269-278.

- Krisdani, H., Rahardjo, H., Leong, E.-C. (2008). *Effects of different drying rates on shrinkage characteristics of a residual soil and soil mixtures*. Engineering Geology 102(1–2), p. 31-37.
- Krizek, R. (2004). *Slurries in geotechnical engineering, The Twelfth Spencer J. Buchanan Lecture*, College Station, Texas University, Texas.
- Kynch, G.J. (1952). *A theory of sedimentation*. Trans. Faraday Soc. 48, p. 166-176.
- Lara, J.L., Pornillos, E.U., Muñoz, H.E. (2013). *Geotechnical-geochemical and operational considerations for the application of dry stacking tailings deposits - state of the art*. 16th International Seminar on Paste and Thickened Tailings (Paste 2013) (Jewell, R.J., Fourie, A.B., ed.), 17-20 June 2013, Belo Horizonte, Brasil, Australian Centre for Geomechanics, Perth.
- Larmour, D.Y. (1966). *One-dimensional consolidation of partially saturated clay*. MSc Thesis, University of Manchester.
- Laughton, A.S. (1955). *The Compaction of Ocean Sediments*. Thesis, Univeristy of Cambridge.
- Leja, J. (1982). *Surface chemistry of froth flotation*. Plenum Press, New York.
- Leong, E.C., Rahardjo, H. (1997a). *Permeability Functions for Unsaturated Soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 123(12), p. 1118-1126.
- Leong, E.C., Rahardjo, H. (1997b). *Review of soil-water characteristic curve equations*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 123(12), p. 1106-1117.
- Li, A.L., Been, K., Ritchie, D., Welch, D. (2009). *Stability of Large Thickened, Non-Segregated Tailings Slopes*. 12th International Seminar on Paste and Thickened Tailings (Paste 09) (Jewell, R.J., Fourie, A.B., Barrera, S., Wiertz, J., ed.), 21-24 April 2009, Viña del Mar, Chile, 301-312, Australian Centre for Geomechanics, Perth.
- Li, A.L., Been, K., Wislesky, I., Eldridge, T., Williams, D. (2012). *Tailings Initial Consolidation and Evaporative Drying after Deposition*. 15th International Seminar on Paste and Thickened Tailings (Paste 2012) (Jewell, R.J., Fourie, A.B., Paterson, A., ed.), 16-19 April 2012, Sun City, South Africa, Australian Centre for Geomechanics, Perth.
- Liu, J.-C. (1990). *Determination of soft soil characteristics*. PhD Thesis, University of Colorado.
- Lloret, A., Alonso, E. (1980). *Consolidation of unsaturated soils including swelling and collapse behaviour*. Geotéchnique 30(4), p. 449-477.
- Lloret, A., Gens, A., Battle, F., Alonso, E.E. (1987). *Flow and deformation analysis of partially saturated soils*. 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering: Groundwater Effects in Geotechnical Engineering, 31 August – 9 September, Dublin, Ireland, 565-568, Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- Lopes, R., Bahia, R., Jefferies, M., Oliveira, M. (2013). *Paste Deposition Over an Existing Subaqueous Slurry Deposit of High Sulphide Content Tailings – the Neves Corvo Experience*. 16th International Seminar on Paste and Thickened Tailings (Paste 2013) (Jewell, R.J., Fourie, A.B., ed.), 17-20 June 2013, Belo Horizonte, Brasil, Australian Centre for Geomechanics, Perth.
- Lundin Mining (2012). *Summary Report*.
- Marinho, F. (1994). *Medição de sucção com o método do papel filtro*. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundação, Novembro, Foz de Iguaçu - Paraná - Brasil, 515-522.

- Marinho, F., Oliveira, O.M. (2006). *The filter paper method revisited*. Geotechnical testing Journal 29(3), p. 1-9.
- Marinho, F.A.M. (2005). *Os Solos Não Saturados: Aspectos Teóricos, Experimentais e Aplicados*. PhD Thesis, Universidade de São Paulo.
- Masala, S. (1998). *Numerical Simulation of Sedimentation and Consolidation of Fine Tailings*. MSc Thesis, University of Alberta.
- Matos Fernandes, M.A.d. (2006). *Mecânica dos solos: conceitos e princípios fundamentais*. FEUP edições, Porto.
- Matos Fernandes, M.A.d. (2011). *Mecânica dos solos: introdução à engenharia geotécnica*. FEUP edições, Porto.
- McRoberts, E., Nixon, J. (1976). *A theory of soil sedimentation*. Canadian Geotechnical Journal 13(3), p. 294-310.
- Melega, J.L. (1999). *Soil sample core system US H1780 H* Google Patents.
- Narvaez, B., Aubertin, M., Saleh-Mbemba, F. (2015). *Determination of the tensile strength of unsaturated tailings using bending tests*. Canadian Geotechnical Journal.
- Ng, C.W.W., Zhou, C. (2014). *Cyclic behaviour of an unsaturated silt at various suctions and temperatures*. Geotéchnique 64(9), p. 709-720.
- Nicholson, P.G., Seed, R.B., Anwar, H.A. (1993). *Elimination of membrane compliance in undrained triaxial testing. I. Measurement and evaluation*. Canadian Geotechnical Journal 30(5), p. 727-738.
- Olga Krelin Design (2015). *Maps and Cross-sections*, Acesso: 16-05-2015, <http://www.olga-krelin.com/#/interstate/>.
- Oliveira-Filho, W., Van Zyl, D. (2006a). *Modeling Discharge of Interstitial Water from Tailings Following Deposition – Part 1: Phenomenology and Model description*. Brazilian Journal on Soil & Rocks 29(2).
- Oliveira-Filho, W., Van Zyl, D. (2006b). *Modeling Discharge of Interstitial Water from Tailings Following Deposition – Part 2: Application*. Brazilian Journal on Soil & Rocks 29(2).
- Oliveira, M. (2011). *Desenvolvimento do Projeto de Deposição de Rejeitados Espessados / Pasta de Rejeitados*. Boletim de Minas 46(2), p. 137-141.
- Oliveira, M. (2012). *SOMINCOR – Mina de Neves Corvo. A problemática da Gestão dos Resíduos Mineiros*. Jornadas de Investigação e Inovação do LNEC, 26 Março, Lisboa.
- Oliveira, M., Romeiro, M., Almeida, N. (2006). *Alteamento da Barragem de Rejeitados de Cerro do Lobo. Minas Neves Corvo*. 10.º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Portugal, 22 a 25 de Maio
- Olivella, S., Gens, A., Carrera, J., Alonso, E.E. (1996). *Numerical formulation for a simulator (CODE_BRIGHT) for the coupled analysis of saline media*. Engineering computations 13(7), p. 87-112.
- Olivella, S., Vaunat, J. (2006). *Application of CODE_BRIGHT - GiD to geotechnical and environmental engineering problems*. 3rd GiD Conference, 23-24 March, Barcelona, Spain.
- Olivella, S., Vaunat, J., Garitte, B., Pinyol, N. (2008). *Coupled THM problems in geotechnical engineering using CODE_BRIGHT-GiD*. 4rd GiD Conference, 23-24 March, Ibiza, Spain.

- Olson, R.E. (1986). State-of-the-art: Consolidation testing, *Consolidation of Soils: Testing and Evaluation*. ASTM International, Philadelphia, Pennsylvania, pp. 7-70.
- Palkovits, F. (2007). *Thickened Tailings Offer Effective Disposal Alternatives*. Engineering & Mining Journal 208(10), p. 62.
- Pane, V., Schiffman, R. (1985). *A note on sedimentation and consolidation*. Géotechnique 35(1), p. 69-72.
- Penman, H.L. (1948). *Natural Evaporation from Open Water, Bare Soil and Grass*. Proceedings of the Royal Society A: 193(1032), p. 120-145.
- Pham, H.Q., Fredlund, D.G. (2008). *Equations for the entire soil-water characteristic curve of a volume change soil*. Canadian Geotechnical Journal 45(4), p. 443-453.
- Qiu, Y., Sego, D. (2001). *Laboratory properties of mine tailings*. Canadian Geotechnical Journal 38(1), p. 183-190.
- Quarry Magazine (2014). *Tailings management: Laying the groundwork*, Acesso: 15-08-2014, <http://www.quarrymagazine.com/ViewDBImage.aspx?i=19210>.
- Quispe, L.M.C. (2011). *Consolidação de um rejeito de mineração de areia e modelagem do enchimento de um reservatório para sua disposição*. MSc Thesis, Universidade de São Paulo.
- Rahardjo, H. (1990). *The study of undrained and drained behavior of unsaturated soils*. PhD Thesis, University of Saskatchewan.
- Raposo, N., Bahia, R., Afonso, E., Topa Gomes, A. (2014). *Optimization of thickened tailings deposition*. 17th International Seminar on Paste and Thickened Tailings (Paste 2014) (Fourie, A.B., Jewell, R.J., Wells, P.S., Zyl, D., ed.), 8-12 June 2014, Vancouver, Canada, InfoMine.
- Real, F., Franco, A. (1990). *Tailings disposal at Neves-Corvo mine, Portugal*. International Journal of Mine Water 9(1-4), p. 209-221.
- Reginato, R.J., Van Bavel, C. (1962). *Pressure cell for soil cores*. Soil Science Society of America Journal 26(1), p. 1-3.
- Rendulic, L. (1936). *Relation Between Void Ratio and Effective Principal Stresses for a Remoulded Silty Clay*. 1st International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, MA, 48-51.
- Richards, B. (1965). Measurement of free energy of soil moisture by psychrometric technique, using thermistors, *Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas, A Symposium in Print*, Butterworths, Sydney, pp. 39-46.
- Rico, M., Benito, G., Salgueiro, A.R., Díez-Herrero, A., Pereira, H.G. (2008). *Reported tailings dam failures: A review of the European incidents in the worldwide context*. Journal of Hazardous Materials 152(2), p. 846-852.
- Ritchie, D., Li, A.L., Fisseha, B. (2009). *A new design approach for thickened tailings slopes*. Tailings and Mine Waste '09, 1-4 November 2009, Banff, Alberta, Canada, 53-64.
- Robertson, A.M. (1987). *The influence of depositional methods on the engineering properties of tailings deposits*. Int. Conf. on Mining and industrial Waste Management, Johannesburg, South Africa, August.
- Robertson, A.M., Wels, C. (1999). *Cover placement on extremely weak, compressible tailings*. Robertson GeoConsultants Inc., Vancouver, Canada, p. 16-20.

- Robinsky, E. (1999). *Tailings dam failures need not be disasters: The Thickened Tailings Disposal (TTD) system*. CIM bulletin 92(1028), p. 140-142.
- Robinsky, E. (2000). *Sustainable development in disposal of tailings*. Tailings and Mine Waste '00, 23-26 January, Fort Collins, Colorado, 39-48, A. A. Balkema, Rotterdam.
- Rosenberg, N.J., Blad, B.L., Verma, S.B. (1983). *Microclimate: the biological environment*. John Wiley & Sons, New York, USA.
- Russo, F.d.M. (2007). *Comportamento de barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico: caracterização laboratorial e simulação numérica do processo construtivo*. PhD Thesis, Universidade de Brasília.
- Saarenketo, T. (1998). *Electrical properties of water in clay and silty soils*. Journal of Applied Geophysics 40(1-3), p. 73-88.
- Salfate, E.R. (2011). *Predicting void ratio for surface paste tailings deposited in thin layers*. MSc Thesis, University of British Columbia.
- Salfate, E.R., Pinto, M. (2013). *Assessment of Water Losses from Drying and Re-Saturation of Tailings Deposits for Mines in Arid Climates*. First International Conference on Mine Water Solutions in Extreme Environments – Mine Water Solutions 2013, Lima, Peru.
- Satija, B.S. (1978). *Shear behaviour of partly saturated soils*. PhD Thesis, Indian Institute of Technology.
- Schaap, M.G., Bouten, W. (1996). *Modeling water retention curves of sandy soils using neural networks*. Water Resources Research 32(10), p. 3033-3040.
- Schiffman, R., Pane, V., Gibson, R. (1984). *An Overview of Nonlinear Finite Strain Sedimentation and Consolidation*. ASCE Symposium on Sedimentation and Consolidation Models (Yong, R.N., Townsen, F.C., ed.), San Francisco, California, USA, 1-29.
- Schiffman, R., vick, S.G., Gibson, R. (1988). *Behavior and Properties of Hydraulic Fills*. ASCE Symposium on Hydraulic Fill Structures (Van Zyl, D., Vick, S.G., ed.), Fort Collins, Colorado, USA, 166-202.
- Schrefler, B.A., Zhan, X.Y. (1993). *A fully coupled model for water flow and airflow in deformable porous media*. Water Resources Research 29(1), p. 155-167.
- Scott, J., Chalaturynk, R., Jeeravipoolvarn, S. (2004). *Fine Tailings decrease in volume by creep compression*. Proceedings of 57th Canadian Geotechnical Conference, GeoQuebec.
- Scott, R.F. (1963). *Principles of Soil Mechanics*. Addison-Wesley, Reading, Massachusetts.
- Shull, C.A. (1916). *Measurement of the surface forces in soils*. Botanical Gazette, p. 1-31.
- Simms, P., Dunmola, A., Fisseha, B., Bryan, R. (2010). *Generic Modelling of Desiccation for Cyclic Deposition of Thickened Tailings to Maximise Density and to Minimise Oxidation*. 13th International Seminar on Paste and Thickened Tailings (Paste 2010) (Jewell, R.J., Fourie, A.B., ed.), 3-6 May 2010, Toronto, Canada, 293-301, Australian Centre for Geomechanics, Perth.
- Simms, P., Grabinsky, M., Zhan, G. (2007). *Modelling evaporation of paste tailings from the Bulyanhulu mine*. Canadian Geotechnical Journal 44(12), p. 1417-1432.
- Simms, P., Yanful, E. (2002). *Predicting soil-water characteristic curves of compacted plastic soils from measured pore-size distributions*. Geotéchnique 52(4), p. 269-278.

- Simunek, J., Van Genuchten, M.T., Sejna, M. (2011). *The HYDRUS Software Package for Simulating Two- and Three-Dimensional Movement of Water, Heat, and Multiple Solutes in Variably-Saturated Media, Technical Manual*.
- Skempton, A. (1984). *Effective stress in soils, concrete and rocks*. Selected papers on soil mechanics 1032, p. 4-16.
- Slottee, J.S. (2014). *Problems in designing a paste system*. 17th International Seminar on Paste and Thickened Tailings (Paste 2014) (Fourie, A.B., Jewell, R.J., Wells, P.S., Zyl, D., ed.), 8-12 June 2014, Vancouver, Canada, 323-328, InfoMine.
- Sofrá, F., Boger, D.V. (2002). *Environmental rheology for waste minimisation in the minerals industry*. Chemical Engineering Journal 86(3), p. 319-330.
- Soilmoisture Equipment Corp. (1995). *Tempe Pressure Cell - Operating Instructions*.
- Soilmoisture Equipment Corp. (2008). *1600 5 Bar Ceramic Plate Extractor - Operating Instructions*.
- Soilmoisture Equipment Corp. (2009). *2100F Soilmoisture Probe - Operating Instructions*.
- Soilmoisture Equipment Corp. (2011). *2900F1 Quick Draw Soilmoisture Probe - Operating Instructions*.
- Soilvision Systems LTD. (2015). *Cover Modeling with SVFlux*, Acesso: 13-05-2015, <http://mail.svflux.com/subdomains/svflux.com/gallery/covermodel.shtml>.
- Somincor (2010). *Brochura Digital Somincor*, Acesso, <http://interactivepaper.pai.pt/rdr/287/somincor-sociedade-mineira-de-neves-corvo-sa-somincor/magazine>.
- Somincor (2012). *Plano de Gestão de Resíduos*, Neves-Corvo.
- Sposito, G. (1981). *The thermodynamics of soil solutions*. Oxford University Press.
- Srivastav, H. (2013). *Working of Thickener*, Acesso: 02-07-2014, <https://www.youtube.com/watch?v=qtScIThaKus>.
- State of Victoria (2006). *Management of Tailings Storage Facilities*. Minerals & Petroleum Division, Victoria, Australia.
- Swarbrick, G.E. (1992). *Transient unsaturated consolidation on desiccating mine tailings*. PhD Thesis, University of New South Wales.
- Tailings Info (2014a). *Conventional Impoundment Storage - The current techniques*, Acesso: 06-08-2014, <http://www.tailings.info/disposal/conventional.htm>.
- Tailings Info (2014b). *High Density Thickened Tailings (HDTT) Storage*, Acesso: 15-08-2014, <http://www.tailings.info/disposal/thickened.htm>.
- Tailings Info (2014c). *Tailings Related Accidents - Failures, Breaches and Mudflows*, Acesso: 06-08-2014, <http://www.tailings.info/knowledge/accidents.htm>.
- Tatiya, R.R. (2005). *Surface and underground excavations - methods, techniques and equipment*. Taylor & Francis, London, UK.
- Terzaghi, K. (1923a). *Die Berechnung der Durchlässigkeitsziffer des Tones aus Dem Verlauf der Hydrodynamischen Spannungserscheinungen*. Mathematisch-Naturwissenschaftliche Klasse. Akademie der Wissenschaften in Wien 132, p. 125-138.

- Terzaghi, K. (1923b). *Die beziehungen zwischen elastizität und innendruck*. Mathematisch-Naturwissenschaftliche Klasse. Akademie der Wissenschaften in Wien 132, p. 105-124.
- Theriault, J., Frostia, J., Welch, D. (2003). *Surface Disposal of Past Tailings at the Bulyanhulu Gold Mine, Tanzania*. Mining and Environment conference, Sudbury, Ontario, Canada.
- Thode, R. (2011). *SvSolid theory manual*. Soilvision Systems Ltd., Sakatchewan, Canada.
- Thode, R., Gitirana, G. (2014). *SvFlux theory manual*. Soilvision Systems Ltd., Sakatchewan, Canada.
- Thomas, H.R., He, Y. (1997). *A coupled heat-moisture transfer theory for deformable unsaturated soil and its algorithmic implementation*. International journal for numerical methods in engineering 40(18), p. 3421-3441.
- Thorne, P.C.L. (1919). *Chemistry from the industrial standpoint*. Hodder, London.
- Tiller, F.M. (1981). *Revision of Kynch sedimentation theory*. AIChE Journal 27(5), p. 823-829.
- Tomasella, J., Hodnett, M.G. (1998). *Estimating soil water retention characteristics from limited data in Brazilian Amazonia*. Soil Science 163(3), p. 190-202.
- Topa Gomes, A. (2009). *Poços elípticos pelo Método de Escavação Sequencial na vertical. O caso do Metro do Porto*. PhD Thesis, University of Porto.
- Topa Gomes, A., Viana da Fonseca, A. (2012). *Aspects influencing stiffness on a granite residual soil*. 4th International Conference on Site Characterization (ISC - 4), 18 - 21 September 2012, Porto de Galinhas, Brazil, 851-857, CRC Press.
- Topa Gomes, A., Viana Da Fonseca, A., Dourado, K.C.d.A., Coutinho, R.Q. (2012). *Caracterização de solos residuais do granito do Porto em condições não saturadas*. XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - COBRAMSEG 2012, Porto de Galinhas, ABMS, São Paulo, Brasil.
- Tremblay, G. (1998). *Subaqueous Tailings Disposal: Results of the MEND program - Case studies on tailings management*. International Council on Metals and the Environment (ICME), pp. 32-33.
- Ulrich, B., Coffin, J. (2013). *Considerations for tailings facility design and operation using filtered tailings*. 16th International Seminar on Paste and Thickened Tailings (Paste 2013) (Jewell, R.J., Fourie, A.B., ed.), 17-20 June 2013, Belo Horizonte, Brasil, Australian Centre for Geomechanics, Perth.
- Van den Berg, A.P. (2011). *MOSTAP 35 & 65 Soil Samplers* Heerenveen, The Netherlands.
- Van Genuchten, M.T. (1980). *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil Science Society of America Journal 44(5), p. 892-898.
- Vassallo, R., Mancuso, C., Vinale, F. (2007a). *Effects of net stress and suction history on the small strain stiffness of a compacted clayey silt*. Canadian Geotechnical Journal 44(4), p. 447-462.
- Vassallo, R., Mancuso, C., Vinale, F. (2007b). *Modelling the influence of stress-strain history on the initial shear stiffness of an unsaturated compacted silt*. Canadian Geotechnical Journal 44(4), p. 463-472.
- Vaunat, J., Olivella, S. (2002). *Code_Bright/GiD: A 3-D program for thermo-hydromechanical analysis in geological media*. 2nd GiD Conference, 20-22 February, Barcelona, Spain.
- Vaziri, H.H., Christian, H.A. (1994). *Application of Terzaghi's consolidation theory to nearly saturated soils*. Canadian geotechnical journal 31(2), p. 311-317.

- Verburg, R. (2010). *Potential Environmental Benefits of Surface Paste Disposal*. 13th International Seminar on Paste and Thickened Tailings (Paste 2010) (Jewell, R.J., Fourie, A.B., ed.), 3-6 May 2010, Toronto, Canada, 231-240, Australian Centre for Geomechanics, Perth.
- Verburg, R., Newnam, P., Fordham, M. (2006). *Surface Paste Disposal of High-Sulphide Tailings - Field Cell Monitoring and Pilot Plant Testing*. Seventh International Conference on Acid Rock Drainage (ICARD), St. Louis, Missouri.
- Verdugo, R. (1992). *Characterization of sandy soil behavior under large deformation*. PhD Thesis, University of Tokyo.
- Vick, S.G. (1990). *Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams*. BiTech, Vancouver.
- Villar, L.F.d.S. (2002). *Estudo do adensamento e ressecamento de resíduos de mineração e processamento de bauxita*. PhD Thesis, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- Wickland, B.E., Wilson, G.W. (2005). *Self-weight consolidation of mixtures of mine waste rock and tailings*. Canadian geotechnical journal 42(2), p. 327-339.
- Wikipedia (2014). *Ajka alumina plant accident*, Acesso: 08-04-2015, http://en.wikipedia.org/wiki/Ajka_alumina_plant_accident.
- Wikipedia (2015a). *Mount Polley mine disaster*, Acesso: 08-05-2015, http://en.wikipedia.org/wiki/Mount_Polley_mine_disaster.
- Wikipedia (2015b). *Stokes' law*, Acesso: 08-05-2015, http://en.wikipedia.org/wiki/Stokes%27_law.
- Wikipedia (2016). *Rompimento de barragem em Bento Rodrigues*, Acesso: 18-04-2016, https://pt.wikipedia.org/wiki/Rompimento_de_barragem_em_Bento_Rodrigues#cite_note-7.
- Williams, P.J. (1982). *The surface of the earth: an introduction to Geotechnical Science*. Longman London and New York.
- Wilson, G.W. (1990). *Soil evaporative fluxes for geotechnical engineering problems*. PhD Thesis, University of Saskatchewan.
- Wilson, G.W., Fredlund, D.G., Barbour, S.L. (1994). *Coupled soil-atmosphere modelling for soil evaporation*. Canadian Geotechnical Journal 31(2), p. 151-161.
- Wilson, G.W., Fredlund, D.G., Barbour, S.L. (1997). *The effect of soil suction on evaporative fluxes from soil surfaces*. Canadian Geotechnical Journal 34(1), p. 145-155.
- World Meteorological Organization (2012). *International glossary of hydrology*. World Meteorological Organization, Geneva, Switzerland.
- Woyshner, M.R., St-Arnaud, L. (1994). *Hydrogeological evaluation and water balance of a thickened tailings deposit near Timmins, ON, Canada*. International Land Reclamation and Mine Drainage Conference and Third International Conference on the Abatement of Acidic Drainage (Pittsburgh, PA).
- Yao, D.T.C., Znidarčić, D. (1997). *User's Manual for Computer Program CONDES*. University of Colorado at Boulder, Colorado, USA.
- Zapata, C.E. (1999). *Uncertainty in soil-water-characteristic curve and impacts on unsaturated shear strength predictions*. PhD Thesis, Arizona State University.
- Zapata, C.E., Houston, W.N., Houston, S.L., Walsh, K.D. (2000). *Soil-water characteristic curve variability*. Geo-Denver 2000, 5-8 August, Denver, Colorado, 84-124, ASCE.

Zhou, W., Zhao, L. (2014). *One-Dimensional Consolidation of Unsaturated Soil Subjected to Time-Dependent Loading with Various Initial and Boundary Conditions*. International Journal of Geomechanics 14(2), p. 291-301.